

**MÉMOIRE**  
**PRÉSENTÉ À**  
**L'UNIVERSITÉ DU QUÉBEC À CHICOUTIMI**  
**COMME EXIGENCE PARTIELLE**  
**DE LA MAÎTRISE EN GÉOLOGIE ET GÉNIE GÉOLOGIQUE**

**PAR**  
**SANDRA LALANCETTE**

**DIMENSIONNEMENT DES CHANTIERS REMBLAYÉS DE LA MINE NIOBEC**  
**EN UTILISANT LA MODÉLISATION 3D**

**FÉVRIER 2018**

## RÉSUMÉ

Niobec exploite une mine souterraine de niobium à Saint-Honoré dans la région du Saguenay-Lac-Saint-Jean. L'exploitation du gisement démarré dans les années 70 doit maintenant se faire plus en profondeur. Aussi, comme le massif rocheux de la mine est d'une bonne qualité, la mine veut évaluer la possibilité de défruiter une partie des piliers lorsque l'on remplit les chantiers avec du remblai en pâte pour aider à la stabilité des ouvrages. L'objectif de ce projet est d'évaluer la stabilité des chantiers primaires dans les niveaux plus profonds de la mine et de vérifier la stabilité des chantiers de la mine selon les nouvelles dimensions proposées et en présence de remblai dans les ouvrages. Cette étude s'est faite à l'aide de modélisation numérique 3D réalisée avec le logiciel *FLAC3D*.

Dans une première étape, les paramètres géomécaniques du massif rocheux doivent être déterminés à partir des résultats des essais en laboratoire et de la classification géomécanique du massif rocheux. À partir des résultats des essais de laboratoire déjà réalisés sur des échantillons de roche provenant de la mine Niobec, les paramètres de la roche intacte, comme la résistance en compression uniaxiale et en tension, le module de Young et le coefficient de Poisson, ont été déterminés selon chaque lithologie et selon la profondeur à laquelle les échantillons ont été prélevés. La variabilité des résultats selon le type de roche et la localisation n'est pas assez significative pour les traiter différemment. Une valeur moyenne de tous les résultats des essais valides a été considérée pour ces paramètres. Également, des essais au laboratoire ont été réalisés pour déterminer les paramètres mécaniques du remblai en pâte, comme la résistance en compression et les paramètres des critères de ruptures; deux gammes de résultats selon l'aspect du remblai ont été observées.

En ce qui concerne les données des discontinuités présentes dans le massif rocheux, une famille de discontinuités sub-horizontales importante est présente à tous les niveaux étudiés pour la modélisation numérique, alors qu'une famille sub-verticale beaucoup moins importante orientée est-ouest est aussi présente sur ces niveaux. Une famille sub-verticale orientée nord-sud est observée dans les chantiers et galeries du bloc 4 (niveaux 1600 et 1850) et une forte concentration de discontinuité sub-verticales orientées NE-SO est observée sur tous les niveaux, mais la faible quantité de données structurales pour le niveau 2400 ne confirme actuellement pas la présence d'une famille distincte. La plupart des discontinuités ont été regroupées dans des familles selon leur orientation, mais près de la moitié d'entre elles sont considérées d'orientation aléatoire.

Les paramètres géomécaniques du massif rocheux sont déterminés à l'aide des essais effectués sur les échantillons de roche intacte et en considérant la qualité structurale pour le massif rocheux. Le critère de rupture de Hoek et Brown est le plus approprié pour le massif rocheux, alors que c'est le critère de Mohr-Coulomb qui semble le mieux adapté au remblai en pâte.

D'autres données d'entrée importantes pour la modélisation numérique sont les contraintes *in situ*. Pour cela, une analyse détaillée a été menée des résultats des essais déjà réalisés pour estimer ces contraintes. Trois différents scénarios pour l'estimation des contraintes en profondeur ont été analysés selon les données des campagnes de mesures de contraintes *in situ* ayant été fait dans le passé par Niobec. Les contraintes qui ont été utilisées lors de la modélisation sont celles qui ont été obtenues à partir du scénario 3. Ce scénario, fait à partir des courbes de régression selon les données de chaque niveau, donne des résultats qui se rapprochent le plus de la réalité selon les connaissances du massif rocheux.

Afin d'évaluer la stabilité des chantiers de la mine, la modélisation numérique a été réalisée pour une partie de la mine où plusieurs chantiers seront exploités dans les blocs 4 à 6. Les résultats indiquent qu'avec les dimensions actuelles, les chantiers primaires du bloc 4 pourront être exploités sans problèmes, mais qu'il risque d'y avoir des instabilités dues à la tension dans les piliers entre les chantiers primaires des blocs 5 et 6. De plus, l'excavation des chantiers secondaires risque de ne pas être sécuritaire avec les dimensions qui sont actuellement proposés par Niobec. Des ruptures en tension risquent d'être problématiques dans certains piliers qui soutiennent les chantiers secondaires. Aussi, on peut dire que les piliers horizontaux laissés en place entre les chantiers des blocs 4 et 5 qui est de 36 mètres est d'une dimension correcte. L'épaisseur du pilier entre les blocs 4 et 5 est la même que celle entre les blocs 3 et 4 et entre les blocs 2 et 3.

## REMERCIEMENTS

Je veux remercier chaleureusement toutes les personnes m'ayant aidé au cours de ce projet de longue haleine. Tout d'abord, je souhaite remercier mon directeur de recherche, M. Ali Saeidi pour m'avoir proposé ce projet à l'automne 2014, de m'avoir fait confiance lors de sa réalisation et pour m'avoir sagement conseillé et soutenu au cours des dernières années. De plus, il m'a permis de participer à une conférence nationale en géotechnique qui fut une très belle expérience pour moi et qui m'a permis de rencontrer des sommités dans le domaine. Je désire également remercier mon co-directeur M. Alain Rouleau pour ses judicieux conseils. Grâce à lui, mes aptitudes à la rédaction se sont grandement améliorées depuis le début de ma maîtrise. Je tiens à remercier également tout le personnel de la mine qui nous a très bien accueillis lors de chacune de nos visites. Je veux remercier spécialement Mme Gabrielle Alauzet-Brouard pour nous avoir grandement aidés avec la compréhension du fonctionnement de la mine. Pour terminer, je veux également remercier mes amis pour leur support et ma famille pour leur soutien moral et financier tout au long de ce projet.



## TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ .....	ii
REMERCIEMENTS .....	iv
TABLE DES MATIÈRES .....	v
LISTE DES TABLEAUX .....	viii
LISTE DES FIGURES .....	x
CHAPITRE 1 - INTRODUCTION .....	1
1.1 Problématique .....	1
1.2 Objectifs .....	5
1.3 Méthodologie .....	7
1.3.1 Relevé des données existantes .....	7
1.3.2 Collecte de nouvelles données .....	8
1.3.3 Interprétation des données .....	9
1.3.3.1 Analyse des essais en laboratoire .....	9
1.3.3.2 Détermination des familles de discontinuités .....	10
1.3.3.3 Détermination des contraintes in situ .....	10
1.3.4 Détermination des paramètres géomécaniques du massif rocheux ...	11
1.3.4.1 Classification géomécanique .....	11
1.3.4.2 Détermination des paramètres des critères de rupture .....	11
1.3.5 Méthodes d'évaluation de la stabilité des chantiers .....	11
CHAPITRE 2 - CARACTÉRISATION GÉOMÉCANIQUE .....	14
2.1 Contexte géologique .....	14
2.2 Historique de Niobec et méthode d'exploitation .....	17
2.3 Essais en laboratoire .....	20
2.3.1 Essais en laboratoire sur la roche intacte .....	21
2.3.2 Essais en laboratoire sur le remblai en pâte .....	23
2.4 Analyse structurale .....	25
2.4.1 Types de discontinuités .....	27
2.4.2 Orientation des discontinuités .....	28
2.4.3 Structures majeures .....	31
2.4.4 Caractéristiques des discontinuités .....	32
2.4.5 Orientation des discontinuités selon la lithologie .....	33
2.4.6 Interprétation structurale .....	33
2.5 Classification du massif rocheux .....	34
2.5.1 Classification RMR .....	34
2.5.2 Classification du NGI .....	37
2.6 Détermination des paramètres géomécaniques .....	39
2.6.1 Critères de rupture .....	39
2.6.2 Paramètres géomécaniques du massif rocheux de Niobec .....	43
CHAPITRE 3 - ESTIMATION DES CONTRAINTES <i>IN SITU</i> .....	47
3.1 Types de contraintes .....	47
3.1.1 Contraintes in situ naturelles .....	48
3.1.2 Contraintes in situ induites .....	48
3.1.3 Contraintes effectives .....	49

3.2	Compilation des essais réalisés à Niobec .....	50
3.2.1	Étude de CANMET .....	50
3.2.2	Études de l'École Polytechnique de Montréal .....	54
3.3	Interprétation et prédiction des contraintes .....	58
3.3.1	Contrainte principale majeure ( $\sigma_1$ ) .....	61
3.3.1.1	Magnitude .....	62
3.3.1.2	Orientation .....	67
3.3.2	Contraintes principales intermédiaires ( $\sigma_2$ ) .....	68
3.3.2.1	Magnitude .....	68
3.3.2.2	Orientation .....	73
3.3.3	Contraintes principales mineures ( $\sigma_3$ ) .....	73
3.3.3.1	Magnitude .....	74
3.3.3.2	Orientation .....	78
3.3.4	Discussion sur les contraintes in situ .....	79
	CHAPITRE 4 - MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES CHANTIERS .....	81
4.1	Méthodes numériques .....	81
4.1.1	FLAC3D .....	82
4.2	Méthodologie de la modélisation des chantiers .....	83
4.2.1	Géométrie du modèle .....	84
4.2.2	Paramètres géomécaniques et propriétés du modèle .....	85
4.2.3	Conditions limites et contraintes in situ .....	88
4.2.4	Analyse et altérations du modèle .....	89
4.3	Critères d'évaluation de la stabilité des chantiers .....	90
4.3.1	Critères d'endommagement du massif rocheux .....	92
4.4	Évaluation de la stabilité des chantiers de Niobec .....	93
4.4.1	Évaluation de la stabilité des piliers verticaux .....	95
4.4.2	Évaluation de la stabilité du pilier horizontal entre les blocs 4 et 5 .....	109
	CHAPITRE 5 - DISCUSSION .....	113
5.1	Essais en laboratoire .....	113
5.2	Analyse structurale .....	114
5.3	Paramètres géomécaniques .....	114
5.4	Contraintes <i>in situ</i> .....	115
5.5	Modélisation numérique .....	117
	CHAPITRE 6 – CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....	120
6.1	Recommandations .....	121
	RÉFÉRENCES .....	124
	ANNEXE 1 - CARACTÉRISTIQUES DES DISCONTINUITÉS .....	130
	ANNEXE 2 - CLASSIFICATION GÉOMÉCANIQUE .....	136
	ANNEXE 3 – DÉTERMINATION DES CONTRAINTES <i>IN SITU</i> .....	140
A3.1	Contraintes <i>in situ</i> naturelles .....	144
A3.2	Contraintes <i>in situ</i> induites .....	145
A3.3	Méthodes de surcarottage .....	146
A3.3.1	Méthode de surcarottage autour d'un trou de forage .....	146
A3.3.2	Méthode de surcarottage sous une cellule doorstopper modifiée .....	147
A3.3.3	Mises en garde sur les essais .....	149
A3.3.4	Détermination du tenseur de contraintes .....	149

ANNEXE 4 - CONTRAINTES MESURÉES: BOUCLIER CANADIEN .....	150
A4.1    Magnitude des contraintes .....	151
A4.2    Orientation des contraintes .....	156
ANNEXE 5 - COMPARAISON ENTRE LES CONTRAINTES .....	161
A5.1    Contrainte horizontale maximale ( $\sigma_H$ ).....	162
A5.1.1    Magnitude .....	162
A5.1.2    Orientation .....	164
A5.2    Contrainte horizontale minimale ( $\sigma_h$ ) .....	164
A5.2.1    Magnitude .....	165
A5.2.2    Orientation .....	167
A5.3    Contrainte verticale ( $\sigma_v$ ) .....	167
ANNEXE 6 - DIMENSIONS DES CHANTIERS DE NIOBEC .....	170

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Paramètre des critères de rupture de la roche intacte de Niobec (d'après Lavoie 2016)	23
Tableau 2: Valeurs des propriétés mécaniques de la roche intacte de Niobec (d'après Lavoie 2016)	23
Tableau 3: Valeurs moyennes des propriétés mécaniques du remblai en pâte de Niobec (d'après Lavoie 2016)	24
Tableau 4: Paramètre des critères de rupture du remblai en pâte de Niobec (d'après Lavoie 2016)	25
Tableau 5: Base de données structurale de Niobec	26
Tableau 6: Discontinuités relevées sur les niveaux à l'étude	28
Tableau 7: Résumé des résultats moyens obtenus lors du calcul du RMR pour chaque niveau	36
Tableau 8: Résumé des résultats moyens obtenus lors du calcul de l'indice $Q$ pour chaque niveau	38
Tableau 9: Paramètres géomécaniques de Niobec	45
Tableau 10: Résultats des contraintes mesurées par CANMET en 1986 (tirée d'Arjang 1986)*	53
Tableau 11: Résultats des contraintes principales obtenues dans chaque trou selon CANMET (d'après Arjang, 1986)*	53
Tableau 12: Résultats des contraintes mesurées par la Polytechnique en 2000 (tirés de Corthésy et Leite 2000)	55
Tableau 13: Résultats des contraintes principales obtenues par la Polytechnique (d'après Corthésy et Leite 2000)	55
Tableau 14: Résultats des contraintes mesurées par la Polytechnique en 2013 (tirés de Corthésy <i>et al.</i> 2013; Corthésy et Leite 2013)	57
Tableau 15: Résultats des contraintes principales obtenues par la Polytechnique (d'après Corthésy <i>et al.</i> 2013; Corthésy et Leite 2013)	57
Tableau 16: Résumé de la magnitude des contraintes par niveau	58
Tableau 17: Résumé de l'orientation des contraintes*	60
Tableau 18: Valeurs de la contrainte principale majeure du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur	61

Tableau 19: Valeurs de la contrainte principale intermédiaire du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur .....	68
Tableau 20: Valeurs de la contrainte principale mineure du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur .....	74
Tableau 21 : Paramètres du critère de rupture de Hoek et Brown .....	87
Tableau A1 : Résumé des résultats minimums obtenus lors du calcul du RMR pour chaque niveau .....	137
Tableau A2 : Résumé des résultats maximums obtenus lors du calcul du RMR pour chaque niveau .....	137
Tableau A3 : Caractéristiques des joints utilisées lors du calcul du RMR pour le niveau 1600...	138
Tableau A4 : Caractéristiques des joints utilisées lors du calcul du RMR pour le niveau 1850...	138
Tableau A5 : Caractéristiques des joints utilisées lors du calcul du RMR pour le niveau 2100...	138
Tableau A6 : Caractéristiques des joints utilisées lors du calcul du RMR pour le niveau 2400...	138
Tableau A7: Résumé des résultats minimums obtenus lors du calcul de l'indice $Q$ pour chaque niveau .....	139
Tableau A8: Résumé des résultats maximums obtenus lors du calcul de l'indice $Q$ pour chaque niveau .....	139
Tableau A9: Valeurs de la contrainte horizontale maximale du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur .....	162
Tableau A10: Valeurs de la contrainte horizontale minimale du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur .....	165
Tableau A11: Valeurs de la contrainte verticale du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur .....	168

## LISTE DES FIGURES

Figure 1: Séquence de minage de Niobec (G. Alauzet-Brouard, Niobec, communication personnelle, avril 2015).....	3
Figure 2: Étapes de la réalisation du projet de modélisation des chantiers de Niobec .....	7
Figure 3: Carte géologique de Niobec et ses environs (G. Alauzet-Brouard, Niobec, communication personnelle, juillet 2015) .....	16
Figure 4: Méthode d'exploitation de chantiers ouverts par long trous (tirée de Brady et Brown 2004) .....	18
Figure 5: Représentation schématique en section des blocs miniers de Niobec avec la profondeur des chantiers à gauche et, à droite, le nom des niveaux qui est la profondeur des chantiers en pieds.....	19
Figure 6: Méthode d'exploitation des chantiers remblayés (tirée de Brady et Brown 2004) .....	20
Figure 7: Stéréogrammes des pôles de discontinuité du niveau 1600 avec les plans des quatre familles de joints .....	29
Figure 8: Stéréogrammes des pôles de discontinuité du niveau 1850 avec les plans des quatre familles de joints .....	29
Figure 9: Stéréogrammes des pôles de discontinuité du niveau 2100 avec les plans des trois familles de joints .....	30
Figure 10: Stéréogrammes des pôles de discontinuité du niveau 2400 avec les plans des deux familles de joints .....	30
Figure 11: Courbe enveloppe de Mohr-Coulomb (d'après Hudson et Harrison 2000) .....	40
Figure 12: Courbes de ruptures de Hoek et Brown et de Mohr-Coulomb (tirée de Hoek 2000) ..	41
Figure 13: Perturbations des contraintes autour d'une excavation (tirée de Rouleau <i>et al.</i> 2013) .....	49
Figure 14: Localisation des essais de mesures de contraintes <i>in situ</i> faits lors de la première campagne de mesure sur les niveaux 850 et 1000 de Niobec (tirée d'Arjang 1986) .....	51
Figure 15: Localisation des essais de mesures de contraintes <i>in situ</i> faits lors de la deuxième campagne de mesure sur le niveau 1450 de Niobec (tirée de Corthésy et Leite 2000).....	55
Figure 16: Localisation des essais de mesures de contraintes <i>in situ</i> faits lors de la troisième campagne de mesure sur le niveau 2100 de Niobec (tirée de Corthésy et Leite 2013).....	56

Figure 17: Localisation des essais de mesures de contraintes <i>in situ</i> faits lors de la troisième campagne de mesure sur le niveau 2400 de Niobec (tirée de Corthésy <i>et al.</i> 2013).....	57
Figure 18. Valeurs des contraintes du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur .	60
Figure 19: Orientation des contraintes <i>in situ</i> principales selon l'orientation du nord de la mine (31,5 degrés à l'est du nord géographique) .....	61
Figure 20: Valeurs de la contrainte principale majeure du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur .....	62
Figure 21: Prévion de la magnitude de la contrainte principale majeure selon la profondeur (scénario 1).....	64
Figure 22: Prévion de la magnitude de la contrainte principale majeure selon la profondeur (scénario 2).....	66
Figure 23 : Prévion de la magnitude de la contrainte principale majeure selon la profondeur (scénario 3).....	67
Figure 24: Orientation de la contrainte principale majeure du massif rocheux de Niobec .....	68
Figure 25: Valeurs de la contrainte principale intermédiaire du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur .....	69
Figure 26: Prévion de la magnitude de la contrainte principale intermédiaire selon la profondeur (scénario 1).....	70
Figure 27: Prévion de la magnitude de la contrainte principale intermédiaire selon la profondeur (scénario 2).....	71
Figure 28 : Prévion de la magnitude de la contrainte principale intermédiaire selon la profondeur (scénario 3).....	72
Figure 29: Orientation de la contrainte principale intermédiaire du massif rocheux de Niobec..	73
Figure 30: Valeurs de la contrainte principale mineure du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur .....	75
Figure 31: Prévion de la magnitude de la contrainte principale mineure selon la profondeur (scénario 1).....	76
Figure 32: Prévion de la magnitude de la contrainte principale mineure selon la profondeur (scénario 2).....	77
Figure 33 : Prévion de la magnitude de la contrainte principale mineure selon la profondeur (scénario 3).....	78
Figure 34: Orientation de la contrainte principale mineure du massif rocheux de Niobec .....	79

Figure 35: Représentation en 3 dimensions des chantiers des blocs 4 à 7 de Niobec .....	84
Figure 36: Représentation en 3 dimensions d'une partie des chantiers primaires et secondaires de Niobec; les chantiers primaires ont des toits en dôme alors que les chantiers secondaires ont des toits en forme de trapèze.....	85
Figure 37: Processus de formation des fissures pour un effondrement dans le massif dû aux contraintes (tirée de Diederichs 2003).....	91
Figure 38: Représentation des chantiers de Niobec; a) une section des chantiers au nord montrant une vue vers le sud b) une section des chantiers au sud montrant une vue vers le nord; c) une vue en plan des chantiers du bloc 4; d) une vue en plan des chantiers du bloc 6 .....	94
Figure 39: Vue longitudinale du modèle montrant la contrainte principale intermédiaire (contrainte verticale).....	95
Figure 40: Représentation en section des contraintes en cisaillement des chantiers au nord montrant une vue vers le sud; a), b) et c) les contraintes en cisaillement totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en cisaillement supérieures à 20 MPa sont représentées; en a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; en b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; en c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés .....	97
Figure 41: Représentation en section des contraintes en cisaillement des chantiers au sud montrant une vue vers le nord; a), b) et c) les contraintes en cisaillement totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en cisaillement supérieures à 20 MPa sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés.....	98
Figure 42: Représentation en plan des contraintes en cisaillement des chantiers du bloc 4; a), b) et c) les contraintes en cisaillement totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en cisaillement supérieures à 20 MPa sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés .....	99
Figure 43: Représentation en plan des contraintes en cisaillement des chantiers du bloc 6; a), b) et c) les contraintes en cisaillement totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en cisaillement supérieures à 20 MPa sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés .....	100
Figure 44: Valeurs du BSR selon des coupes faites sur plusieurs piliers verticaux du bloc 6. L'emplacement où les coupes ont été faites est illustré sur la figure 43 .....	101
Figure 45: Représentation en section des contraintes principales mineures des chantiers au nord montrant une vue vers le sud; a), b) et c) les contraintes principales mineures totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en tensions sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés .....	104



Figure 46: Représentation en section des contraintes principales mineures des chantiers au sud montrant une vue vers le nord; a), b) et c) les contraintes principales mineures totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en tensions sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés .....	105
Figure 47: Représentation en plan des contraintes principales mineures des chantiers du bloc 4; a), b) et c) les contraintes principales mineures totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en tensions sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés .....	106
Figure 48: Représentation en plan des contraintes principales mineures des chantiers du bloc 6; a), b) et c) les contraintes principales mineures totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en tensions sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés .....	107
Figure 49: Contraintes principales mineures dans les piliers verticaux du bloc 6. L'emplacement où les coupes ont été faites est illustré sur la figure 48; d) et e) .....	108
Figure 50: Agrandissement de la figure 48 f) montrant les coupes qui ont été faites dans les piliers secondaires .....	108
Figure 51: Enveloppe de rupture du massif rocheux de Niobec avec les données provenant des coupes faites dans les piliers secondaires.....	109
Figure 52: Valeurs du BSR selon des coupes faites à plusieurs endroits dans le pilier horizontal. L'emplacement où les coupes ont été faites est illustré sur les figures 45 a) et 46 a).....	111
Figure 53: Enveloppe de rupture du massif rocheux de Niobec avec les données provenant des coupes faites dans le pilier horizontal. L'emplacement où les coupes ont été faites est illustré sur les figures 45 a) et 46 a) .....	112
Figure A1: Diagramme à bande représentant l'espacement mesuré, en mètre, entre deux discontinuités adjacentes; a) niveau 1600, b) niveau 1850, c) niveau 2100 et d) niveau 2400. La ligne pointillée représente une courbe de tendance exponentielle qui représente le comportement des discontinuités distribuées aléatoirement (Priest et Hudson 1976) .....	131
Figure A2: Diagramme à bande représentant la longueur mesurée, en mètre, des discontinuités; a) niveau 1600, b) niveau 1850, c) niveau 2100 et d) niveau 2400 .....	132
Figure A3: Diagramme à bande représentant le nombre d'extrémités visibles observé sur les discontinuités; a) niveau 1600, b) niveau 1850, c) niveau 2100 et d) niveau 2400 .....	133
Figure A4: Diagramme à bande représentant la rugosité des joints ( $J_r$ ) des discontinuités; a) niveau 1600, b) niveau 1850, c) niveau 2100 et d) niveau 2400.....	134

Figure A5: Diagramme à bande représentant l'altération des joints ( $J_a$ ) des discontinuités; a) niveau 1600, b) niveau 1850, c) niveau 2100 et d) niveau 2400 .....	135
Figure A6: Composantes du tenseur de contrainte agissant sur un volume de roche infinitésimal (modifiée de Brady et Brown 2004) .....	141
Figure A7: Tenseur des contraintes principales (tirée de Hudson <i>et al.</i> 2003) .....	142
Figure A8: Coefficient de contraintes en fonction de la profondeur mesuré à différents endroits dans le monde (modifiée de Brown et Hoek 1978).....	143
Figure A9: Schéma de la méthode de surcarottage par relâchement des contraintes autour d'un forage (tirée de Sjöberg <i>et al.</i> 2003) .....	147
Figure A10: Schéma de la méthode de surcarottage par relâchement des contraintes sous une cellule doorstopper modifiée (tirée de Cloix 2010) .....	148
Figure A11: Contraintes principales du Bouclier canadien (tirée de Arjang et Herget 1997) .....	152
Figure A12: Contrainte principale majeure du Bouclier canadien (tirée de Martin <i>et al.</i> 2003) .	153
Figure A13: Contrainte principale intermédiaire du Bouclier canadien (tirée de Martin <i>et al.</i> 2003) .....	153
Figure A14: Contrainte principale majeure du Bouclier canadien (tirée de Maloney <i>et al.</i> 2006) .....	155
Figure A15: Contrainte principale intermédiaire du Bouclier canadien (tirée de Maloney <i>et al.</i> 2006) .....	155
Figure A16: Contrainte principale mineure du Bouclier canadien (tirée de Maloney <i>et al.</i> 2006) .....	156
Figure A17: Orientation de la contrainte principale majeure du Bouclier canadien (tirée de Arjang et Herget 1997) .....	157
Figure A18: Orientation de la contrainte principale mineure du Bouclier canadien (tirée de Arjang et Herget 1997) .....	157
Figure A19: Orientation de la contrainte principale intermédiaire du Bouclier canadien (tirée de Arjang et Herget 1997).....	158
Figure A20: Orientation de la contrainte principale majeure (domaine 1) du Bouclier canadien (tirée de Maloney <i>et al.</i> 2006).....	158
Figure A21: Orientation de la contrainte principale mineure (domaine 1) du Bouclier canadien (tirée de Maloney <i>et al.</i> 2006).....	159
Figure A22: Orientation de la contrainte principale majeure (domaine 3) du Bouclier canadien (tirée de Maloney <i>et al.</i> 2006).....	159

Figure A23: Orientation de la contrainte principale mineure (domaine 3) du Bouclier canadien (tirée de Maloney <i>et al.</i> 2006).....	160
Figure A24: Valeurs de la contrainte horizontale maximale du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur .....	163
Figure A25: Orientation de la contrainte horizontale maximale du massif rocheux de Niobec ..	164
Figure A26: Valeurs de la contrainte horizontale minimale du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur .....	166
Figure A27: Orientation de la contrainte horizontale minimale du massif rocheux de Niobec ..	167
Figure A28: Valeurs de la contrainte verticale du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur .....	169
Figure A29: Vue en plan des chantiers de la mine; les chantiers primaires sont représentés en mauves, les chantiers secondaires sont en bleu alors que les piliers sont en gris (G. Alauzet-Brouard, Niobec, communication personnelle, avril 2015) .....	171
Figure A30: Vue en section des chantiers de la mine (G. Alauzet-Brouard, Niobec, communication personnelle, avril 2015).....	172
Figure A31: Vue longitudinale des chantiers primaires de la mine (G. Alauzet-Brouard, Niobec, communication personnelle, avril 2015).....	173
Figure A32: Vue longitudinale des chantiers secondaires de la mine; les chantiers secondaires sont en bleu alors que les piliers sont en gris (G. Alauzet-Brouard, Niobec, communication personnelle, avril 2015) .....	174

## **CHAPITRE 1 - INTRODUCTION**

Afin d'assurer la viabilité de la mine et la sécurité des travailleurs, il est important d'évaluer la stabilité dans les chantiers miniers qui sont en exploitation et dans ceux qui seront exploités. Il existe différentes méthodes pour exploiter le minerai en place et le choix de la méthode de minage dépend de plusieurs facteurs, notamment de la géométrie du gisement, de la géologie et des caractéristiques géomécaniques de la roche encaissante (Brady et Brown 2004). Plusieurs de ces méthodes de minage utilisent le remblai en pâte. Le remblai en pâte est un matériau qui est de plus en plus utilisé dans les mines souterraines puisqu'il a l'avantage d'aider à stabiliser la mine tout en permettant l'excavation de plus grands chantiers (Li *et al.* 2003). En plus de ses avantages géotechniques, l'utilisation du remblai en pâte pour stabiliser les ouvrages a également des bénéfices environnementaux et socio-économiques à savoir une diminution de la quantité de rejet entreposé en surface et la diminution des coûts de production (Li *et al.* 2003).

### **1.1 Problématique**

La mine Niobec exploite actuellement son minerai dans des chantiers ouverts qui sont de dimensions relativement importantes avec une hauteur de 90 m, une longueur variant de 61 m à 73 m et une largeur de 25 m. La méthode des chantiers ouverts est utilisée lorsqu'un gisement est massif (Brady et Brown 2004). Cette méthode d'exploitation se fait

avec des longs trous de forages dans lesquels sont introduits des explosifs pour fragmenter le minerai. Ce minerai est par la suite récupéré en bas des chantiers aux points de soutirage.

Ce type de chantier peut être utilisé lorsque la roche est compétente. Ce sont les murs des chantiers qui soutiennent naturellement l'excavation. Par contre, pour des chantiers profonds, étant donné les contraintes *in situ* qui y sont grandes, le toit des chantiers a tendance à s'effriter naturellement. Après quelques années d'exploitation, les ingénieurs de Niobec ont remarqué que les toits des chantiers avait tendance à former un dôme après un certain temps (Lajoie 2010). Maintenant, les patrons de dynamitage prévoient directement le dynamitage des toits en forme de dôme afin de leur assurer dès le début une plus grande stabilité.

Pour continuer d'exploiter le minerai plus en profondeur dans des chantiers avec des dimensions semblables à celles des niveaux supérieurs, Mine Niobec, qui sera par la suite appelé "Niobec", a décidé de modifier sa méthode d'exploitation, en utilisant du remblai pour assurer la stabilité dans les chantiers primaires. Cette méthode permettra aussi d'augmenter la récupération des piliers. L'exploitation se fait par longs trous à l'aide d'explosifs, en dynamitant un chantier par palier de bas en haut (Brady et Brown 2004). Une fois le chantier complètement exploité, le remblayage se fait de bas en haut jusqu'au dôme.

L'excavation des chantiers d'un niveau de mine se déroule de façon séquentielle. Tout d'abord, le minerai est soutiré dans un premier chantier et un pilier est laissé en place de part et d'autre du chantier excavé (figure 1). Les piliers ont généralement les mêmes dimensions que le chantier excavé. Une fois le minerai extrait d'un chantier, ce dernier

peut alors être remblayé. Puis, une seconde excavation est réalisée de l'autre côté des piliers et le chantier est remblayé une fois l'excavation terminée. Lorsque le remblai est cimenté, l'excavation des piliers laissés en place peut se faire. Une variante à cette méthode sera utilisée par Niobec car elle prévoit laisser une partie du massif rocheux dans les piliers des chantiers secondaires afin d'assurer la viabilité de la mine.

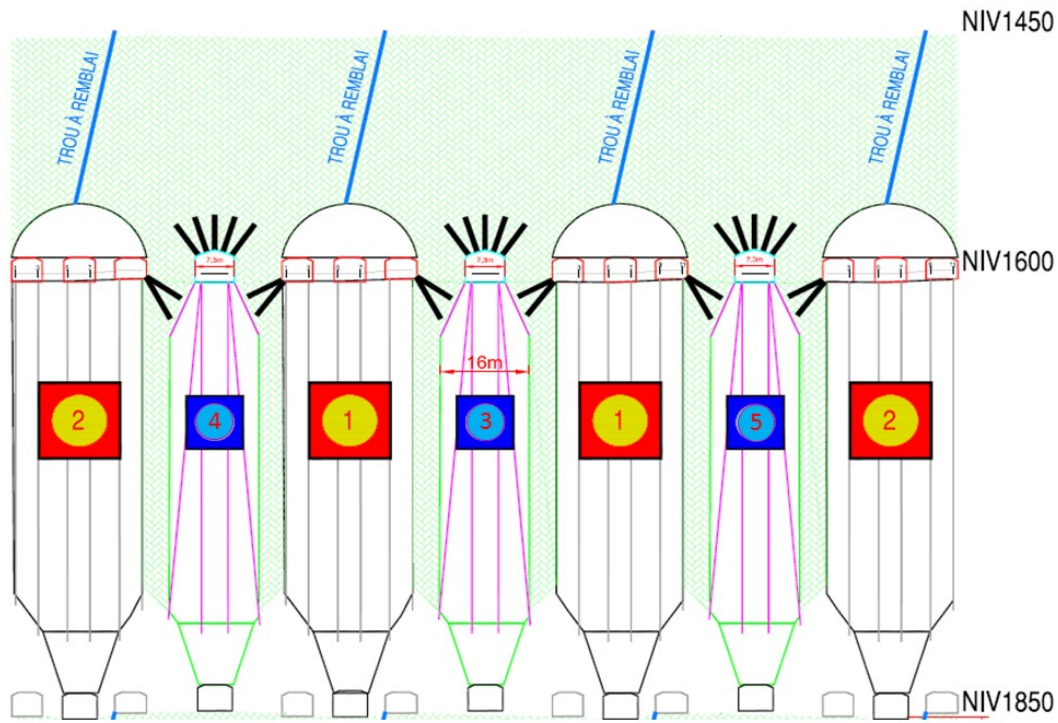


Figure 1: Séquence de minage de Niobec (G. Alauzet-Brouard, Niobec, communication personnelle, avril 2015)

Le choix du type de remblai à utiliser dépend de la méthode d'exploitation, des propriétés mécaniques souhaitées, des matériaux de remplissage disponibles et de la stratégie de gestion des rejets miniers (Benzaazoua *et al.* 2005). On distingue différents types de remblai, mais seulement le remblai en pâte qui est constitué d'un mélange de résidus miniers provenant du concentrateur, d'un agent liant et d'eau sera utilisé à Niobec. L'utilisation de remblai pour soutenir les chantiers est intéressante car il y a moins d'accumulation de résidus sur le terrain de la mine et la composition calcaïque du rejet utilisé

contrôle bien l'acidité. Le rejet est de composition calcique étant donné que le minerai est présent dans une carbonatite, roche qui est riche en carbonates ( $\text{CO}_3^{2-}$ ).

Le remplissage d'un chantier débute avec la pose de barricades aux points de soutirage du minerai. Puis un remblai en pâte avec un peu plus de liant que celui utilisé pour le reste du chantier, forme le bouchon qui remplit la base du chantier jusqu'à une hauteur qui dépasse celle de la galerie de soutirage (rectangles noirs, sur le niveau d'exploitation 1850 de la figure 1). Ensuite, le chantier est remblayé juste un peu plus bas que le plancher de la galerie de forage. Ces galeries sont représentées par des rectangles rouges sur la figure 1, sur le niveau d'exploitation 1600. Enfin, d'autres barricades sont disposées à l'entrée de la galerie de forage et un remblai avec une résistance en compression uniaxiale plus élevée est utilisé pour remplir le vide restant jusqu'au toit (Belem et Benzaazoua 2003). Il est à noter que le remblayage du bouchon s'effectuera à une vitesse moins élevée que pour le reste du chantier et un temps de cure est nécessaire afin de limiter la pression exercée sur les barricades (A. Thivierge, Niobec, communication personnelle, février 2017).

Afin d'assurer la viabilité de la mine et la sécurité des travailleurs, il est important d'évaluer la stabilité dans les chantiers qui sont en exploitation et ceux qui seront exploités. Il existe différentes méthodes pour exploiter le minerai en place. Le choix de la méthode de minage dépend de plusieurs facteurs, notamment de la géométrie du gisement, de la géologie et des caractéristiques géomécaniques de la roche encaissante (Brady et Brown 2004). Étant donné que les modifications proposées entraîneront des changements majeurs dans la géométrie des chantiers, il est nécessaire d'évaluer si l'utilisation de remblai permettra d'aller chercher plus de minerai. L'ajout de remblayage dans les chantiers devrait

augmenter la stabilité des chantiers, diminuer les impacts sur l'environnement et aider à augmenter la récupération du minerai en récupérant une certaine partie des piliers qui contiennent du minerai.

## 1.2 Objectifs

L'objectif du projet de recherche est de dimensionner les chantiers de Niobec, en analysant la stabilité de ces derniers et en tenant compte de l'utilisation du remblai en pâte, à l'aide du logiciel de modélisation numérique *FLAC3D*. Une attention particulière sera portée à l'évaluation des dimensions des piliers horizontaux entre les niveaux des nouveaux chantiers, plus spécifiquement pour l'analyse des chantiers des blocs 4 à 6. Le bloc 4 se situe entre les niveaux 1850 (564 m) et 1600 (488 m), le bloc 5 est entre les niveaux 2100 (640 m) et 2000 (610 m), alors que le bloc 6 se trouve entre les niveaux 2400 (732 m) et 2100 (640 m). Le bloc 5 est plus petit que les autres car les personnes travaillant à la mine prévoient récupérer du minerai laissé en place dans le pilier de niveau. Selon les dirigeants de Niobec, ce pilier serait trop épais pour la stabilité souhaitée. L'utilisation du remblai en pâte facilitera ainsi la récupération de ce pilier.

Afin d'atteindre l'objectif général du projet, plusieurs objectifs spécifiques devront être réalisés :

- Déterminer le nombre de familles de discontinuité et leurs paramètres;
- déterminer les paramètres du massif rocheux;
- déterminer les contraintes *in situ* (initiales) et induites dans le massif rocheux et des contraintes induites dans les piliers;
- optimiser les dimensions des chantiers en considérant le remblai;
- évaluer le temps pour remblayer un chantier.



Un des facteurs les plus importants pour l'étude de la stabilité des chantiers est la connaissance du milieu. Ainsi, comme les chantiers sont excavés dans du roc, la caractérisation géomécanique du massif rocheux est primordiale. C'est la première étape à réaliser lors de l'analyse de la stabilité des chantiers.

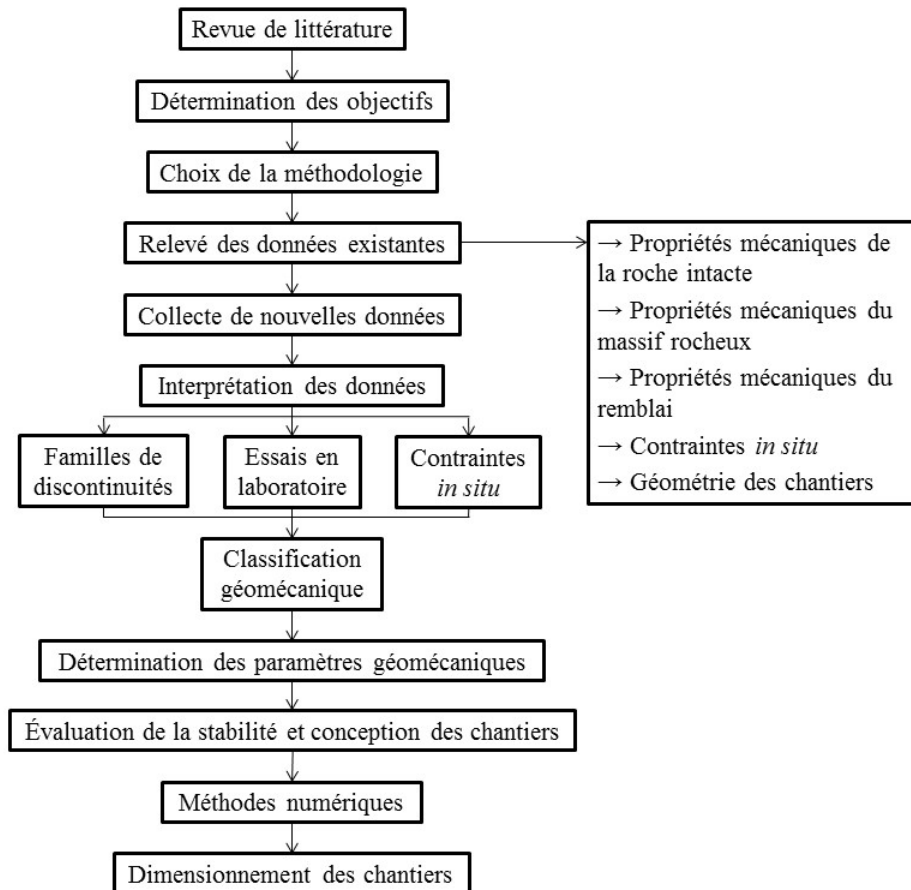
Il est nécessaire de déterminer les contraintes *in situ* présentes dans le massif avant l'exploitation des chantiers, puisque ces dernières sont très importantes pour la modélisation numérique. L'excavation du massif induira des modifications à ces contraintes (contraintes induites) dans les piliers horizontaux et verticaux. Il est important de connaître les contraintes induites dans le massif rocheux autour des chantiers. Il faut aussi considérer les effets de la séquence de minage dans le processus de modélisation numérique puisque cette dernière a un effet important sur la distribution des contraintes autour de l'excavation.

Le temps requis pour remblayer le chantier sera aussi évalué, car cela aura un effet sur la stabilité. En effet, il faut attendre un certain temps avant que le remblai durcisse et que ses propriétés mécaniques soient optimales. Comme les chantiers de la mine font 90 mètres de hauteur, il est impossible de les remblayer en une seule étape. Il faudra donc optimiser une séquence de remblayage, c'est-à-dire qu'il faut faire en sorte que l'épaisseur des couches permette un temps de cure suffisant pour que le remblai se solidifie entre chaque étape de mise en place de remblai.

Enfin, pour s'assurer de la stabilité dans les chantiers, il faut optimiser l'épaisseur du pilier horizontal et optimiser les dimensions des chantiers. Le pilier horizontal sert à absorber les contraintes des bordures de la mine.

### 1.3 Méthodologie

Les différentes étapes qui ont été réalisées pour mener à bien ce projet (figure 2) sont décrites dans la présente section alors que les résultats seront élaborés au fil de ce manuscrit.



**Figure 2: Étapes de la réalisation du projet de modélisation des chantiers de Niobec**

#### 1.3.1 Relevé des données existantes

Le projet de recherche a d'abord commencé avec la compilation des données pertinentes pour caractériser le massif rocheux de la mine, notamment le contexte géologique, la méthode d'exploitation, les discontinuités présentes dans le massif rocheux,

la géométrie des ouvrages exploités, ainsi que les résultats des essais en laboratoire et des mesures de contrainte *in situ*. Ces données qui sont requises pour l'atteinte des trois premiers objectifs, ont été récupérées dans différents rapports, soit dans des mémoires, des rapports de consultants, des rapports de projets de fin d'études, ou tout simplement dans la base de données de Niobec.

Il est intéressant de connaître le contexte géologique du projet pour bien concevoir la mise en place des roches ainsi que les différentes déformations que le gisement a pu subir. Ensuite, les discontinuités qui ont été répertoriées dans la mine au fil des années ont été analysées et les résultats des différents essais réalisés en laboratoire pour la roche intacte ont été recueillis (Lavoie 2016) pour être utilisés lors de la modélisation numérique. Les données récupérées des différents essais de mesures de contraintes *in situ* ont été analysées. Enfin, une collaboration avec le personnel de la mine a permis de décrire la géométrie des chantiers qui ont déjà été exploités pour faire la conception des futurs chantiers selon des géométries connues.

### *1.3.2 Collecte de nouvelles données*

Des essais en laboratoire ont été faits afin de déterminer les propriétés mécaniques du remblai minier qui a été introduit dans certains chantiers dans le passé. Des essais de résistance à la compression uniaxiale ont été faits sur le remblai pour déterminer sa résistance à la compression uniaxiale, des essais brésiliens ont été faits pour déterminer la résistance à la tension du remblai alors que des essais en compression triaxiale ont été faits pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement du remblai.

### *1.3.3 Interprétation des données*

L'interprétation des données des essais en laboratoire et des mesures de discontinuité sont des étapes primordiales pour ce projet, étant donné que les résultats obtenus à cette étape servent comme valeurs d'entrée de certains paramètres dans les différentes simulations numériques visant l'évaluation de la stabilité des chantiers.

#### *1.3.3.1 Analyse des essais en laboratoire*

Les différents essais en laboratoire, à savoir, les essais de résistance à la compression uniaxiale, les essais brésiliens, les essais en traction direct, les essais en flexion, les essais de résistance à la compression triaxiale et la détermination des propriétés élastiques servent à déterminer le comportement de la roche intacte; ces paramètres sont importants pour déterminer les paramètres du massif rocheux. Les essais de résistance à la compression uniaxiale servent à déterminer la résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte, les essais brésiliens, les essais en traction direct et les essais en flexion servent à déterminer la résistance à la tension de la roche intacte alors que des essais en compression triaxiale servent à déterminer la cohésion et l'angle de frottement de la roche intacte. L'essai de compression uniaxiale sert à déterminer les propriétés élastiques de la roche, soit le module de Young et le coefficient de Poisson. Une analyse doit notamment déterminer si les résultats des essais en laboratoire ont donné des résultats semblables selon les différents niveaux d'exploitation.

#### *1.3.3.2 Détermination des familles de discontinuités*

Selon les caractéristiques des discontinuités, il est possible de définir différentes familles selon leur orientation. Les caractéristiques proviennent de campagnes de terrain effectuées par la mine dans le passé. On positionne les pôles des discontinuités sur un stéréogramme équiaire et on peut alors facilement déterminer des familles de discontinuités en regroupant les discontinuités qui ont des orientations semblables. L'interprétation est par la suite raffinée en analysant des caractéristiques qualitatives et quantitatives des discontinuités. Un logiciel très utile pour la détermination des familles de discontinuités est le logiciel *Dips 6.0* édité par la compagnie Rocscience (Rocscience 2015a). Ce logiciel a été choisi étant donné sa disponibilité à l'université. De plus, ce logiciel permet l'analyse des joints selon leurs caractéristiques, il permet donc d'améliorer l'interprétation des résultats.

#### *1.3.3.3 Détermination des contraintes in situ*

Les contraintes *in situ* sont déterminées à partir des données des essais *in situ* effectués par la mine dans le passé (Arjang 1986; Corthésy et Leite 2000, 2013; Corthésy *et al.* 2013) et qui ont été comparées aux données provenant de la littérature (Arjang 2004; Arjang et Herget 1997; Maloney *et al.* 2006; Martin *et al.* 2003) afin de prévoir les contraintes des niveaux plus profonds.

### *1.3.4 Détermination des paramètres géomécaniques du massif rocheux*

#### *1.3.4.1 Classification géomécanique*

Afin de concevoir le comportement du massif rocheux entourant les chantiers, une classification géomécanique a été effectuée. La classification se fait selon l'interprétation des données de laboratoire et des familles de discontinuités. Ces classifications sont la classification RMR (Bieniawski 1989) et la classification du NGI (cote Q; NGI 2013). Ces classifications ont été utilisées car elles sont faciles et simples à utiliser.

#### *1.3.4.2 Détermination des paramètres des critères de rupture*

En utilisant les résultats des différents essais de laboratoire et les résultats de la classification des massifs rocheux, il est possible de déterminer les différents paramètres des critères de ruptures de Hoek et Brown ( $m_b$ ,  $s$  et  $a$ ) et de Mohr-Coulomb ( $c$  et  $\varphi$ ; Hoek 2000; Brady et Brown 2004). Ces deux critères de rupture sont ceux qui sont le plus utilisés pour la conception en géomécanique. Pour cela, le logiciel *RocData* (Rocscience 2015b) a été utilisé car il est disponible à l'université et facile d'utilisation.

### *1.3.5 Méthodes d'évaluation de la stabilité des chantiers*

Lorsque l'interprétation des données est complétée et que les paramètres géomécaniques du massif rocheux sont déterminés, il est possible de passer à l'étape de l'évaluation de la stabilité, dans le but d'optimiser le dimensionnement des chantiers, grâce à un logiciel de modélisation numérique.

Les logiciels de la compagnie Itasca (Itasca 2015) ont été sélectionnés car ils constituent une bonne série de logiciels pour l'analyse numérique dans le domaine de la

mécanique des roches. Le logiciel qui sera utilisé pour analyser la stabilité dans les chantiers est le logiciel *FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua)* version 5.0 distribué par la compagnie Itasca (Itasca 2015). Ce logiciel a été sélectionné car le massif rocheux de la mine est relativement homogène et peu fracturé. De plus, ce logiciel permet d'ajouter certaines discontinuités majeures afin de représenter de façon plus réaliste le comportement du massif rocheux.

Le choix de l'utilisation d'un logiciel de modélisation en deux ou en trois dimensions dépend principalement de la géométrie du problème à résoudre. Les modèles en deux dimensions sont utilisés pour des analyses dans le cas de déformations planes, par exemple lorsque la longueur est beaucoup plus grande que la section comme c'est le cas pour les tunnels (Hoek *et al.* 1995). Par contre, pour les chantiers de formes prismatiques, il n'est pas possible de négliger l'effet des parois qui sont relativement rapprochées. C'est pourquoi il est préférable d'utiliser la modélisation 3D, dans le cas des chantiers, pour déterminer les contraintes et les déplacements appliqués sur les parois. De plus, il est impératif de pouvoir modéliser le massif rocheux et le remblai en pâte selon des paramètres distincts.

Comme les analyses sont longues et plus complexes à interpréter en utilisant un modèle en trois dimensions, il peut être pertinent de déterminer d'abord les zones critiques, puis d'analyser ces dernières avec un logiciel en deux dimensions.

Étant donné les incertitudes qui existent dans les paramètres géomécaniques du massif rocheux, il est nécessaire d'effectuer une analyse de sensibilité afin d'évaluer divers scénarios possibles, pour optimiser le dimensionnement des chantiers, quant à la stabilité

et la conception des chantiers. Donc, c'est en considérant les incertitudes des paramètres géomécaniques que la conception des chantiers a été effectuée. Il est à noter que les résultats de l'analyse dépendent pour beaucoup des données d'entrées, c'est pourquoi il est important d'obtenir des données les plus justes possibles dès le début.

Les procédures d'excavation et de remplissage jouent un rôle important dans la distribution des contraintes autour des chantiers. Suite à la proposition du séquençage des excavations et du remblayage, le logiciel *FLAC3D* permet d'étudier la stabilité en présence de ce phénomène.

À la suite des diverses analyses pour la conception des chantiers, il est possible de faire des recommandations quant à la conception des chantiers, notamment les différentes dimensions que pourra prendre les chantiers.



## **CHAPITRE 2 - CARACTÉRISATION GÉOMÉCANIQUE**

Ce chapitre présentera plusieurs aspects essentiels qui seront abordés avant de commencer la modélisation numérique. Ainsi, la première étape avant d'entreprendre un modèle géomécanique numérique complexe est la connaissance du contexte géologique. Connaître la mise en place du gisement peut nous donner d'importantes informations sur le comportement du massif rocheux lors de son exploitation. C'est donc cet aspect qui sera élaboré en premier dans ce chapitre. Par la suite, un bref historique de la mine est fait suivi de la méthode d'exploitation du gisement de Niobec. Puis, les résultats des essais en laboratoire seront présentés avant de voir les résultats de l'analyse des discontinuités. Ces deux aspects sont primordiaux afin de classer le massif rocheux convenablement et pour déterminer les paramètres géomécaniques ainsi que les critères de rupture du massif rocheux de la mine. Ces aspects seront élaborés en fin de chapitre.

### **2.1 Contexte géologique**

Niobec est située dans la province géologique de Grenville, dans le Bouclier canadien. Le gisement de la mine se situe dans le complexe alcalin de Saint-Honoré qui s'est formé à la fin du Précambrien (Thivierge *et al.* 1983). Cette intrusion est formée d'un ensemble concentrique de roches silicatées alcalines (syénite) et de carbonatites (calcite, dolomite et ankérite) tel qu'illustré à la figure 3. Les lithologies de l'intrusion sont de plus en plus jeunes en s'approchant du centre de l'ellipse. Ainsi, la syénite s'est tout d'abord

mise en place, suivie de la calcite, d'un mélange de calcite et dolomite, de la dolomite et pour finir, c'est une ankérite riche en terres rares qui s'est introduite en dernier. En bordure de l'intrusion, on retrouve principalement une diorite à magnétite, une syénite/syéno-diorite à aegirine en plus petite quantité au nord-est du gisement, et un petit contact avec un gneiss à pyroxène et biotite à l'est du gisement. La diorite et la syénite ont subi une fénitisation suite à la formation du complexe de Saint-Honoré (Thivierge *et al.* 1983). Tout le gisement est recouvert d'environ 80 mètres de calcaire de Trenton et de shale mis en place lors de la transgression marine ordovicienne (Gauthier-Ross et Lavoie 2015).

Des dykes de lamprophyre et de carbonatite recoupent les roches encaissantes jusqu'à une distance d'environ 25 km du centre du complexe (Thivierge *et al.* 1983). Trois périodes d'altération peuvent être observées à la mine. La première est une altération hydrothermale locale qui a affecté les roches du noyau à la fin de la formation des roches du complexe. La seconde phase d'altération se caractérise par une altération météoritique principalement observée près de la surface, mais également présente en profondeur à cause de certaines fractures. La dernière phase d'altération s'étend à l'ensemble du gisement. Il s'agit d'une altération hydrothermale qui se manifeste par la cristallisation de calcite et de barytine accompagnées par la fluorine et des sulfures présents dans des géodes ou des veinules (Thivierge *et al.* 1983).

Le gisement est antérieur à l'ouverture du rift du Saint-Laurent et du graben du Saguenay qui sont tous les deux associés à l'ouverture de l'océan Iapétus (Thivierge *et al.* 1983).

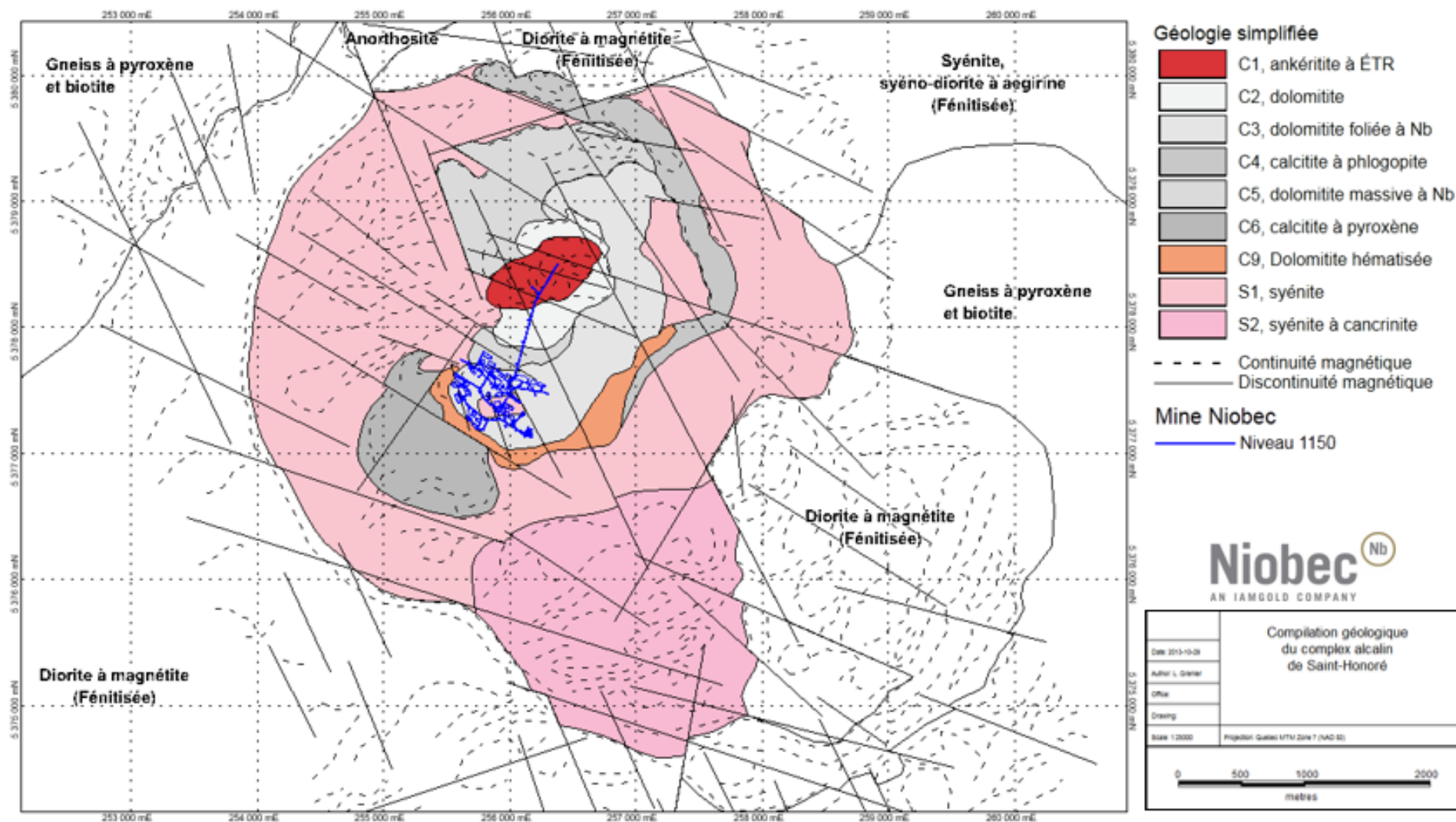


Figure 3: Carte géologique de Niobec et ses environs (G. Alauzet-Brouard, Niobec, communication personnelle, juillet 2015)

## **2.2 Historique de Niobec et méthode d'exploitation**

Niobec est la seule mine souterraine exploitant le niobium au monde. Elle est située à Saint-Honoré, à environ 13 km au nord de la ville de Saguenay. Seulement trois mines exploitent actuellement le niobium, les deux autres mines étant des exploitations à ciel ouvert situées au Brésil. La mine produit entre 8 et 10% du volume mondial de niobium (Niobec 2015a).

Le gisement de niobium a été découvert en 1967 par la Société Québécoise d'Exploitation Minière (SOQUEM) dans un secteur au sud du complexe de la carbonatite de Saint-Honoré (Niobec 2015b). La construction de la mine a débuté en 1974; deux ans plus tard, la mine entrait en production. Jusqu'en 1994, la compagnie vendait le niobium sous forme de concentré et par la suite sous forme de ferroniobium après la construction de l'usine de conversion des concentrés. Le ferroniobium sert à améliorer les propriétés physiques, mécaniques, chimiques et thermiques de différents alliages d'aciers et de métaux (Niobec 2015b). Depuis janvier 2015, la mine appartient à la compagnie minière Magris Ressources.

Depuis la construction de la mine, la méthode d'exploitation qui y est utilisée est la méthode de chantiers ouverts par long trous (figure 4). Pour ce faire, la mine est divisée selon plusieurs blocs miniers en fonction de la minéralisation (figure 5). Le niveau supérieur d'un bloc minier est développé avec des galeries afin de pouvoir exploiter les chantiers alors que le niveau inférieur d'un bloc sert à soutirer le minerai des chantiers. Ces niveaux sont réalisés en même temps. Les chantiers sont exploités de la façon suivante. Tout d'abord, une cheminée verticale de 30 pouces est faite afin de créer une surface libre

lors du dynamitage des chantiers pour améliorer l'efficacité des sautages. Par la suite, des forages dans lesquels les explosifs seront introduits sont faits selon le patron de dynamitage. Puis le minerai est extrait selon trois sautages. Lorsqu'un dynamitage est effectué, le minerai est soutiré en bas du chantier avant d'entreprendre le prochain sautage. Le temps que prend la mine pour exploiter un chantier est d'environ un an.

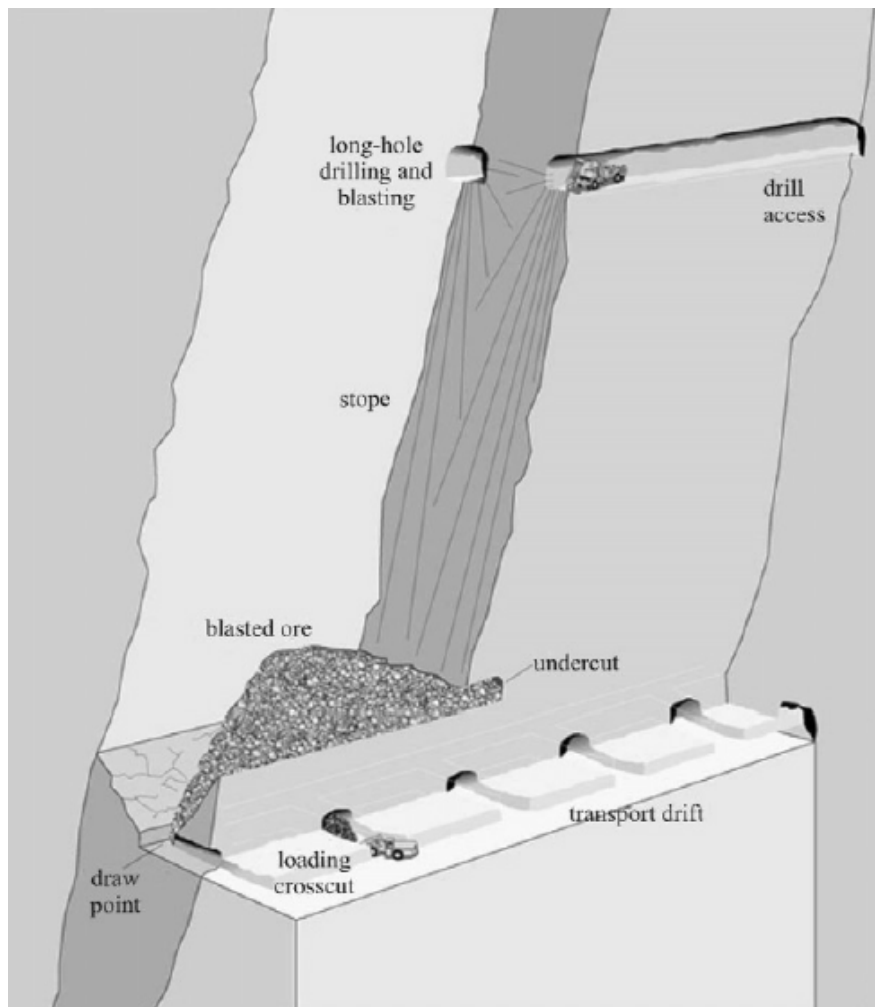
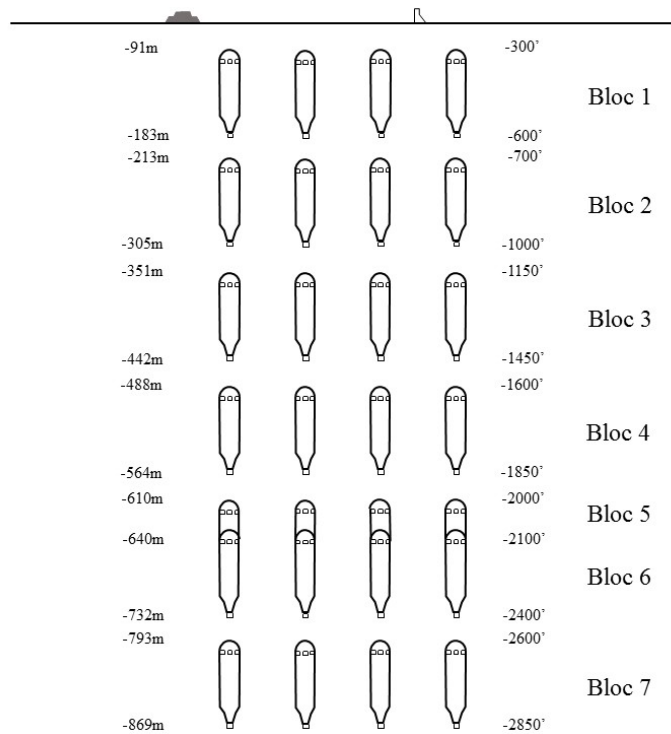


Figure 4: Méthode d'exploitation de chantiers ouverts par long trous (tirée de Brady et Brown 2004)



**Figure 5: Représentation schématique en section des blocs miniers de Niobec avec la profondeur des chantiers à gauche et, à droite, le nom des niveaux qui est la profondeur des chantiers en pieds**

Entre les blocs miniers, des piliers horizontaux sont laissés en place afin d'assurer la stabilité de la mine, alors que des piliers verticaux sont laissés en place entre les différents chantiers pour garantir la stabilité des chantiers. Le bloc 5 sert à récupérer une partie du pilier horizontal entre les blocs 4 et 6, car ce pilier a des dimensions plus grandes que les autres piliers horizontaux.

Niobec veut utiliser une méthode d'exploitation utilisant le remblai pour soutenir les excavations des chantiers primaires avant d'excaver des chantiers secondaires dans les piliers verticaux (figure 6). L'emploi du remblai en pâte devrait aider à la stabilité des chantiers des blocs 4 et inférieurs en plus d'augmenter la récupération du minerai dans ces blocs. Tout d'abord, le minerai est extrait dans un chantier primaire et un pilier est laissé en place de part et d'autre du chantier excavé (figure 6a). Lorsque tous les chantiers primaires d'un même secteur ont été exploités, les chantiers primaires sont remblayés.

Lorsque le remblai est cimenté dans les chantiers qui ont été exploités, l'excavation des chantiers secondaires dans les piliers laissés en place peut se faire (figure 6b). Une variante de la méthode illustrée à la figure 6 est utilisée car une partie du massif rocheux n'est pas excavé dans les piliers des chantiers secondaires pour assurer la viabilité de la mine et diminuer la dilution du minerai. Ces piliers résiduels ont une épaisseur de 5 mètres. Comme les chantiers ont une longueur importante, 61 à 73 mètres (selon l'axe des x), trois petits chantiers secondaires ont été planifiés entre les chantiers primaires. Les chantiers secondaires ont les dimensions suivantes : 90 mètres de hauteur (selon l'axe z) par 15 mètres de largeur (selon l'axe y) par 17 ou 21 mètres de longueur (selon l'axe x).

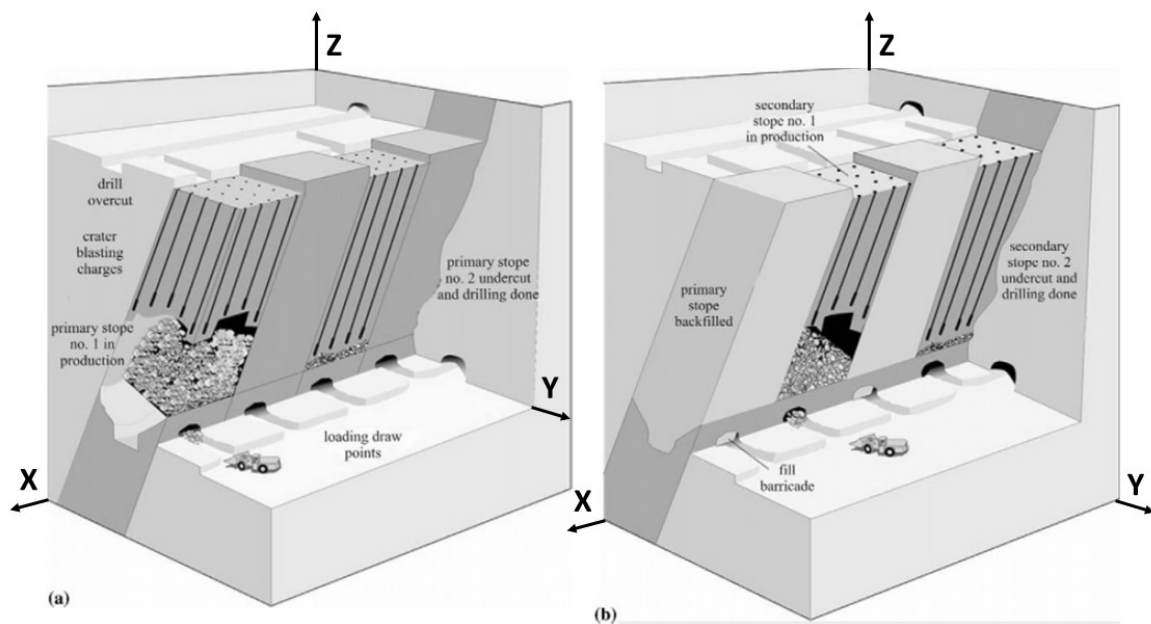


Figure 6: Méthode d'exploitation des chantiers remblayés (tirée de Brady et Brown 2004)

### 2.3 Essais en laboratoire

Des essais en laboratoire ont porté sur la roche intacte et d'autres sur le remblai en pâte.

### 2.3.1 Essais en laboratoire sur la roche intacte

La connaissance et l'analyse des différents essais en laboratoire est essentielle afin de déterminer le comportement de la roche intacte du massif rocheux. Il y a tout près d'une dizaine d'essais en laboratoire normalisés selon l'ASTM (*American Society for Testing Materials*; ASTM international 1970) afin de s'assurer de la fiabilité des résultats obtenus. L'ISRM (*International Society for Rock Mechanics*) émet également des recommandations sur les essais de laboratoire (Ulusay et Hudson 2007; Ulusay 2014). Les données obtenues en laboratoire servent à déterminer les caractéristiques mécaniques des roches intactes telles que la résistance en compression et en traction, le module d'élasticité et les paramètres des critères de ruptures.

Les essais qui ont été effectués dans le passé par Niobec sont les suivants: les essais de résistance à la compression uniaxiale (ASTM D2938), les essais brésiliens (ASTM D3967), les essais en traction directe (ASTM D2936-08), les essais en flexion (ASTM C880), les essais de résistance à la compression triaxiale (ASTM D2664) et la détermination des propriétés élastiques (ASTM D3148). Les essais de résistance en compression uniaxiale servent à déterminer la résistance à la compression lorsque la roche n'est pas confinée. Les essais brésiliens, les essais en traction directe et les essais en flexion servent à déterminer la résistance en tension de la roche. Les essais de résistance en compression triaxiale servent à déterminer la capacité de la roche à supporter des charges en présence de confinement. La contrainte axiale qui est appliquée est la contrainte majeure alors que contrainte radiale est la contrainte mineure. Cet essai permet également de déterminer les paramètres du critère de rupture pour la roche intacte comme l'angle de



frottement et la cohésion de la roche. L'essai de compression uniaxiale sert à déterminer les propriétés élastiques de la roche, soit le module de Young et le coefficient de Poisson.

Les essais en laboratoire ont été réalisés lors de 8 campagnes d'essais étalés sur près de 30 ans pour déterminer les propriétés de la roche intacte de Niobec. Les essais de laboratoire ont été effectués sur des échantillons prélevés sur des carottes de forages. Pour les essais de laboratoire, il est important que les échantillons ne présentent aucune discontinuité, car les résultats obtenus avec de tels échantillons ne donneraient pas la résistance de la roche intacte. C'est pourquoi lors de l'analyse des résultats des différentes campagnes d'essais, plusieurs analyses ont dû être éliminées car la rupture de la roche s'est effectuée le long d'un plan de faiblesse déjà présent avant l'essai. Au total, 782 essais en laboratoire ont été faits dont 287 essais brésiliens, 37 essais en flexion, 235 essais en compression uniaxiale, 82 essais de compression triaxiale et 91 essais de déformabilité (Lavoie 2016).

Dans sa compilation des résultats d'essais en laboratoire, Lavoie (2016) a fait plusieurs regroupements pour évaluer la variabilité des résultats obtenus. Lavoie (2016) a d'abord vérifié que les résultats des expériences concordent entre les 8 campagnes ayant eu lieu dans le passé pour s'assurer que les propriétés de la roche ne changent pas en fonction de la profondeur. Par la suite, Lavoie (2016) a analysé les résultats des essais de laboratoire en fonction de la lithologie de l'échantillon. De cette analyse, Lavoie (2016) conclue que les résultats des essais de laboratoire varient en fonction de la lithologie. Ainsi, la carbonatite a une résistance plus élevée que la syénite. Par contre, comme plusieurs lithologies peuvent être recoupées dans un même chantier et que la variation entre les résistances des différentes lithologies n'est pas assez significative (tableau 1), il a été

déterminé que les résultats de tous les essais de laboratoire peuvent être combinés afin de déterminer les propriétés mécaniques de la roche intacte. Le tableau 2 présente un résumé des résultats qui ont été obtenus lors de l'analyse des essais en laboratoire faits par Lavoie (2016), pour les différentes lithologies de carbonatite et de syénite combinées.

**Tableau 1: Paramètre des critères de rupture de la roche intacte de Niobec (d'après Lavoie 2016)**

<b>Lithologie</b>	<b>Mohr-Coulomb</b>		<b>Hoek et Brown</b>	
	<b>Cohésion</b>	<b>Angle de frottement</b>	<b><math>m_i</math></b>	<b><math>\sigma_{ci}</math></b>
<b>Carbonatite</b>	16,49 MPa	47,90°	12,74	123,23 MPa
<b>Syénite</b>	12,97 MPa	49,40°	16,55	109,13 MPa
<b>Carbonatite et Syénite</b>	15,92 MPa	48,11°	13,24	121,14 MPa

**Tableau 2: Valeurs des propriétés mécaniques de la roche intacte de Niobec (d'après Lavoie 2016)**

<b>Propriétés mécaniques</b>	<b>Minimum</b>	<b>Maximum</b>	<b>Moyenne</b>
<b>Résistance en compression uniaxiale</b>	30,3 MPa	232,5 MPa	111,7 MPa
<b>Résistance en tension</b>	2,7 MPa	17,6 MPa	8,9 MPa
<b>Module de Young</b>	20,7 GPa	91,4 GPa	61,4 GPa
<b>Coefficient de Poisson</b>	0,11	0,67	0,28
<b>Cohésion</b>	13,0 MPa	16,5 MPa	15,9 MPa
<b>Angle de frottement</b>	47,9°	49,4°	48,1°
<b><math>\sigma_{ci}</math></b>	109,1 MPa	123,2 MPa	121,1 MPa
<b><math>m_i</math></b>	12,7	16,6	13,2

### 2.3.2 Essais en laboratoire sur le remblai en pâte

De plus, des essais en laboratoire ont été effectués au cours de l'été 2015 (Lavoie 2016) sur le remblai en pâte afin de déterminer ses propriétés mécaniques. Onze échantillons de carotte de remblais ont été prélevés dans quatre chantiers ayant été remblayés sur le niveau 1450 en 2011 après l'installation d'une usine à remblais en 2010 sur le site de la mine. Dix-huit essais ont pu être réalisés sur ces échantillons, dont quatre essais de compression uniaxiale, six essais de compression triaxiale et huit essais brésiliens. Ces essais ont été effectués selon les normes ASTM pour les échantillons de roches. Lors

des essais de compression uniaxiale, des jauges de déformations ont été installés sur les éprouvettes afin de pouvoir déterminer le module de Young. Les jauges de déformation habituelles n'ont pas été collées sur les échantillons car nous avons supposé que la colle pouvait influencer les résultats de déformabilité du remblai étant donné la texture des échantillons. La colle aurait été possiblement plus résistante que les échantillons de remblai. Le coefficient de Poisson n'a donc malheureusement pas pu être estimé expérimentalement.

Dès leur réception pour les essais en laboratoire, une importante variabilité a été observée dans les échantillons de remblai en pâte de Niobec. Près de la moitié des échantillons étaient de couleur brun rougeâtre à brun (Munsell Color 2009) avec un aspect plutôt humide, alors que ceux de l'autre moitié étaient de couleur rouge pâle (Munsell Color 2009) et semblaient plutôt secs. Ainsi, dans son analyse Lavoie (2016) fait ressortir que les résultats peuvent être classés selon deux groupes, selon la teneur en eau de l'échantillon qui est reliée aux deux aspects mentionnés précédemment. Les résultats obtenus pour les échantillons dont la teneur en eau est plus faible (échantillons secs) sont plus élevés que ceux pour les échantillons dont la teneur en eau est plus importante (échantillons humides; tableau 3; Lavoie 2016).

**Tableau 3: Valeurs moyennes des propriétés mécaniques du remblai en pâte de Niobec (d'après Lavoie 2016)**

<b>Aspect de l'échantillon</b>	<b>Résistance à la compression uniaxiale</b>	<b>Résistance en tension</b>	<b>Module de Young</b>
<b>Sec</b>	4,64 MPa	0,94 MPa	2,939 GPa
<b>Humide</b>	0,83 MPa	0,11 MPa	0,220 GPa

D'autres essais de compression uniaxiale avaient été réalisés sur le remblai par un laboratoire d'expertise. Sur dix essais, cinq ont donné une résistance en compression

uniaxiale comprise entre 1,2 et 1,4 MPa alors que les cinq autres tests ont donné des valeurs de résistance comprises entre 4,4 et 9,6 MPa (Lavoie 2016). Ces valeurs sont semblables à celles de Lavoie (2016; tableau 3).

Les essais en laboratoire ont également permis de déterminer les paramètres des critères de rupture de Mohr-Coulomb et de Hoek et Brown pour le remblai (tableau 4).

**Tableau 4: Paramètre des critères de rupture du remblai en pâte de Niobec (d'après Lavoie 2016)**

<b>Aspect de l'échantillon</b>	<b>Mohr-Coulomb</b>		<b>Hoek et Brown</b>	
	<b>Cohésion</b>	<b>Angle de frottement</b>	<b><math>m_i</math></b>	<b><math>\sigma_{ci}</math></b>
<b>Sec</b>	1,00 MPa	39,27°	4,48	4,43 MPa
<b>Humide</b>	0,12 MPa	29,85°	5,03	0,61 MPa

Les valeurs des paramètres géomécaniques obtenus pour les échantillons de remblai humide sont utilisées comme donnée d'entrée dans le logiciel de modélisation. Une modélisation antérieure des chantiers remblayés de Niobec (Frenette 2003) avait aussi utilisé des valeurs se rapprochant de celles des échantillons humides. De plus, il est raisonnable de penser que le remblai dans les conditions de terrain des chantiers devrait rester humide et non être sec.

## **2.4 Analyse structurale**

Plusieurs campagnes de relevé des discontinuités ont été menées au cours des dernières années sur différents niveaux de la mine afin de déterminer les structures géologiques importantes. Avec les discontinuités relevées, il est important de déterminer si les discontinuités ont des orientations semblables ou si elles sont aléatoires. Si elles ont les mêmes orientations, on peut alors en faire ressortir certaines familles. Selon l'orientation des chantiers, ces familles peuvent affecter plus ou moins la stabilité des

chantiers. Les caractéristiques des discontinuités servent à déterminer les paramètres géomécaniques du massif rocheux.

Pour l'interprétation des discontinuités du massif rocheux de la mine, un total de 2593 discontinuités ont été traitées. Ces données ont été recueillies par plusieurs personnes au cours des dernières années (tableau 5). Il y a moins de données disponibles pour le niveau 2400 car l'avancement de la mine au moment où les données ont été prises ne devait pas être suffisant. Il faut mentionner que les discontinuités sont orientées selon le nord de la mine qui est orienté à 31,5 degrés à l'est du nord géographique. L'orientation du nord de la mine a été établie de manière arbitraire selon l'orientation des galeries et des chantiers.

**Tableau 5: Base de données structurale de Niobec**

<b>Niveau</b>	<b>Source</b>	<b>Année</b>	<b>Nombre de discontinuité</b>
<b>1600</b>	(Lajoie 2010)	2008	216
	Niobec*	2012	439
	(Golder 2012b)	2011	5
<b>1850</b>	Niobec*	2012	780
	(Golder 2012b)	2011	4
<b>2100</b>	Niobec*	2012	698
<b>2400</b>	Niobec*	2012	183
	(Golder 2012b)	2011	4

\*(G. Alauzet-Brouard, Niobec, communication personnelle, juin 2015)

La première étape pour analyser les discontinuités est de créer une base de données avec tous les renseignements disponibles. Ainsi, avec toutes les données qui ont été fournies par Niobec, les données disponibles ont été regroupées, selon chaque niveau, dans un même fichier. Cette étape est difficile à réaliser puisque les données qui nous ont été envoyées ne sont pas toutes homogènes, donc certaines colonnes manquent d'informations. Il faut aussi s'assurer que les données ne soient pas en double dans le fichier. Comme plusieurs personnes ont travaillé à la prise des données de fractures, la base de données qui

a été créée contient des informations hétérogènes dépendamment de l'année où elles ont été acquises. Notamment, les discontinuités recueillies par la compagnie Golder contiennent moins d'informations sur les paramètres des joints que celles prises par les étudiants stagiaires. Par la suite, il est nécessaire d'éliminer les données aberrantes; par exemple, quelques données dans la base de données avaient un pendage supérieur à 180 degrés.

#### *2.4.1 Types de discontinuités*

De toutes les discontinuités qui ont été répertoriées à Niobec pour les niveaux à l'étude, 24% d'entre elles sont des diaclases, 18% sont des veines, 16% sont des failles, 7% sont des foliations, 2% sont des dykes et 1% sont des contacts entre la syénite et la carbonatite alors que le pourcentage restant de 32% représente des discontinuités dont le type n'est pas noté dans la base de données qui nous a été fournie.

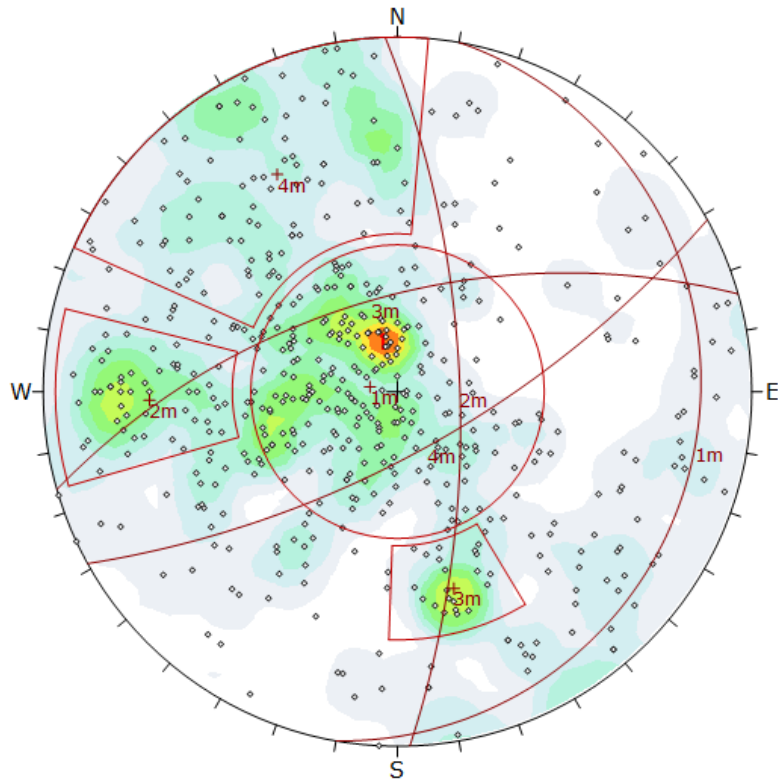
Les diaclases sont des ruptures qui se produisent dans le massif rocheux sans qu'il y ait eu de mouvements ou de remplissage alors que les failles sont des déformations de la roche au cours duquel il y a un déplacement le long du plan de fracture. Une veine est une fissure qui s'est remplie d'un minéral quelconque (ex: quartz, carbonates, hématite, chlorite, etc.), alors qu'un dyke est une fissure qui s'est fait remplir par un fluide magmatique résiduel qui s'y est solidifié. Une foliation est un alignement préférentiel des minéraux dans la roche. Dans le cas de Niobec, ce sont des minéraux accessoires des roches qui définissent la foliation.

#### 2.4.2 Orientation des discontinuités

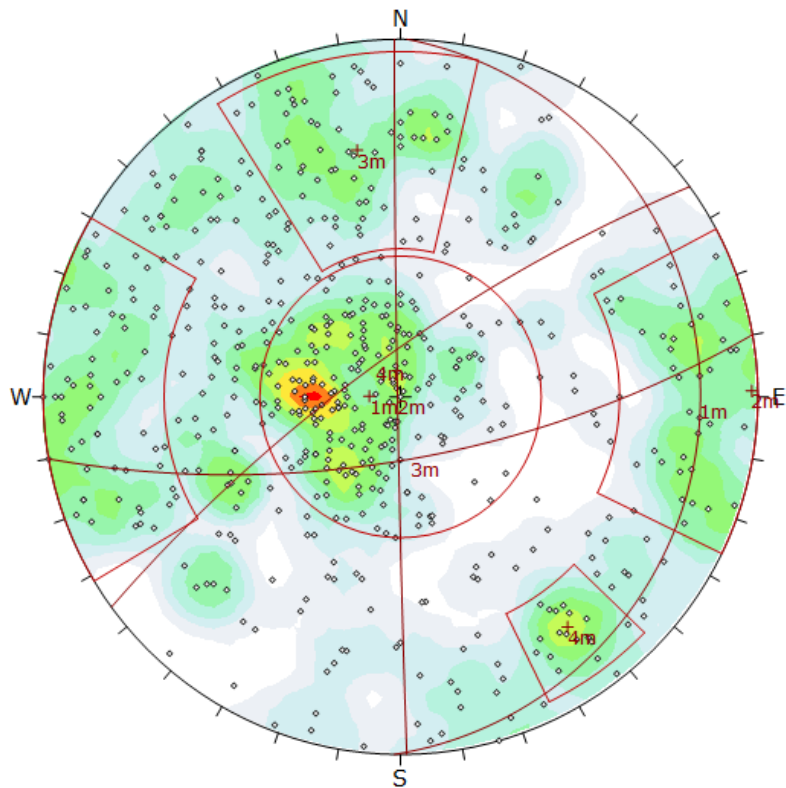
L'analyse des discontinuités s'est faite à l'aide du logiciel *Dips* version 6.0 de la compagnie Rocscience (Rocscience 2015a), puisque ce logiciel permet une analyse des données géologiques selon l'orientation des discontinuités. Les familles de discontinuités ont été déterminées selon leur orientation avec la densité des pôles de fractures à l'aide d'une projection stéréographique. Cette analyse est possible grâce à la fonction *Contour Preset* qui permet de visualiser facilement les pôles de toutes les discontinuités qui sont entrés dans le logiciel. La concentration minimale considérée pour chaque famille de discontinuité est de 2% de la concentration totale, mais elle varie selon chaque niveau de la mine. Il est à noter que la correction de Terzaghi (Brady et Brown 2004) n'a pas été utilisée car les plans de relevés sont pratiquement toujours orientés dans des directions perpendiculaires entre eux, ce qui minimise le biais qui pourrait être causé lors des relevés de discontinuités. L'orientation des discontinuités des niveaux 1600, 1850, 2100 et 2400 est illustrée sur des stéréogrammes dans les figures 7 à 10 alors que le tableau 6 présente les familles de discontinuités qui ont été considérés. Une projection stéréographique équiaire de l'hémisphère inférieur est utilisée pour tous les stéréogrammes. La convention utilisée est celle utilisant l'azimut pour la direction des discontinuités avec le pendage qui est orienté vers la droite; noté azimut/pendage dans le tableau et le texte qui suit.

**Tableau 6: Discontinuités relevées sur les niveaux à l'étude**

<b>Niveau</b>	<b>Famille sub-horizontale</b>	<b>E-O</b>	<b>N-S</b>	<b>NE-SO</b>
<b>1600</b>	010/09	254/60	358/70	061/70
<b>1850</b>	001/10	080/70	179/89	234/77
<b>2100</b>	349/06	287/49		051/73
<b>2400</b>	231/27	80/73		



**Figure 7: Stéréogrammes des pôles de discontinuité du niveau 1600 avec les plans des quatre familles de joints**



**Figure 8: Stéréogrammes des pôles de discontinuité du niveau 1850 avec les plans des quatre familles de joints**



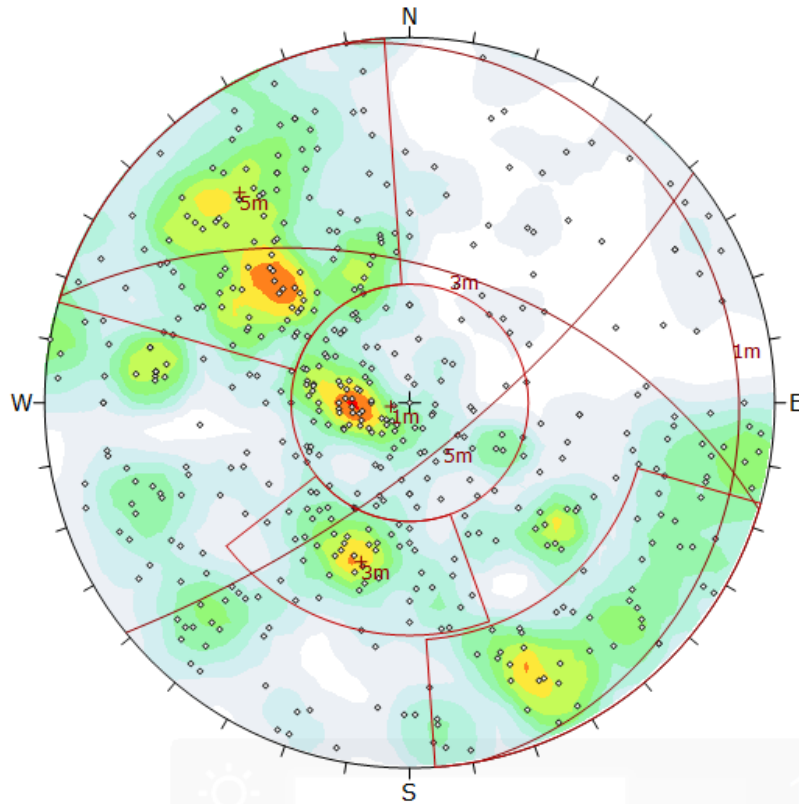


Figure 9: Stéréogrammes des pôles de discontinuité du niveau 2100 avec les plans des trois familles de joints

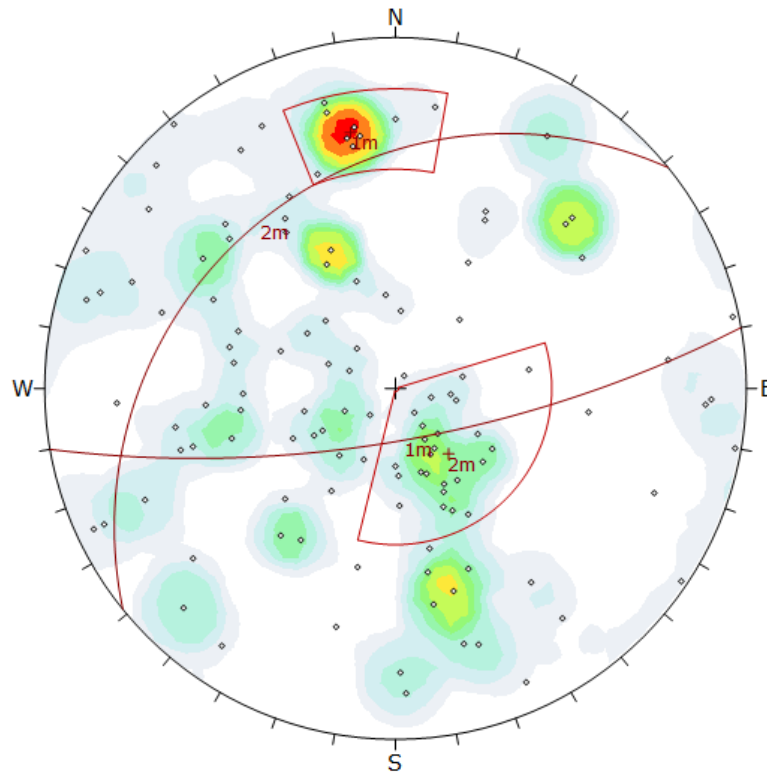


Figure 10: Stéréogrammes des pôles de discontinuité du niveau 2400 avec les plans des deux familles de joints

Il faut noter que la famille de discontinuités sub-horizontale est présente dans tout le massif rocheux de Niobec (tableau 6). Le pendage de la famille sub-horizontale du niveau 2400 est possiblement plus prononcé puisque moins de discontinuités ont été relevées sur ce niveau. Une seconde famille majeure qui se retrouve sur tous les niveaux est une famille orientée E-O avec un pendage variant d'oblique à sub-vertical (49 à 73 degrés). Une autre famille importante est celle qui est orientée NE/SO avec un pendage sub-vertical (70 à 77 degrés). La quatrième famille en importance est une famille de discontinuités qui est orientée N-S avec un pendage sub-vertical (70 à 89 degrés). On remarque que les familles de discontinuités sont relativement continues d'un niveau à l'autre.

#### *2.4.3 Structures majeures*

Dans le massif rocheux de Niobec, les structures considérées comme majeures sont celles qui sont observées dans au moins deux galeries ou chantiers et qui font au moins 27,5 mètres (90 pieds); ou celles qui sont observées sur deux niveaux consécutifs, donc qui font au moins 46 mètres (150 pieds; Golder 2012b). Ces structures sont des joints persistants qui se retrouvent dans des zones où le massif rocheux est très altéré en chlorite ou en hématite (Lajoie 2010). La connaissance de ces zones est essentielle car de telles structures peuvent causer des instabilités au sein des chantiers exploités. Il est donc nécessaire de les modéliser lors de l'analyse numérique du comportement du massif rocheux. Jusqu'à maintenant, neuf structures majeures ont été découvertes dans la mine et elles se situent entre les niveaux 300 et 1450 (Golder 2012b). Ces structures ne sont donc pas d'intérêt pour les blocs 4 à 6, soit du niveau 1600 au niveau 2400.

#### 2.4.4 *Caractéristiques des discontinuités*

La connaissance des caractéristiques des discontinuités est essentielle afin de pouvoir classer le massif rocheux pour déterminer les paramètres géomécaniques du massif rocheux. L'annexe 1 présente des diagrammes à bandes des différentes caractéristiques des joints. L'espacement entre les discontinuités varie entre 30 cm et 21 mètres mais la plupart de ces discontinuités (90%) ont un espacement inférieur à 4,6 mètres (figure A1). Un peu moins de la moitié de ces discontinuités sont persistantes, c'est-à-dire qu'elles ont une longueur estimée plus grande que 6 mètres (figure A2) et aucune des deux extrémités n'a pu être observée (figure A3). Les joints persistants peuvent nuire davantage que les joints de petite taille à la stabilité des ouvrages, puisqu'ils ont plus de chances de recouper d'autres joints et ainsi créer des blocs qui peuvent être instables.

La texture des discontinuités est caractérisée d'adoucie par les observateurs. Il s'agit d'une texture comprise entre rugueuse et polie (figure A4). Pour la stabilité des chantiers, il est préférable que les joints soient rugueux puisque leur résistance en cisaillement est plus élevée (NGI 2013). L'apparence de ces discontinuités est pour la plupart ondulée (figure A4), ce qui contribue également à une meilleure résistance en cisaillement. On observe souvent une altération en carbonates ou en hématite dans les discontinuités, et une chloritisation des fractures est fréquente ( $J_a=4$ ; figure A5). Dans quelques fractures, des sulfures, de la biotite, de l'épidote, de l'halite ou de la baryte peuvent être observés. L'altération en hématite ou en carbonate a peu d'influence sur la résistance en cisaillement des joints. Par contre, une altération des joints en chlorite peut influencer la stabilité des ouvrages. Plus une fracture est altérée en chlorite, plus sa

résistance en cisaillement est faible (NGI 2013). Du matériel de remplissage n'a été noté que par de rares observations.

#### *2.4.5 Orientation des discontinuités selon la lithologie*

Une analyse par lithologie a permis de constater qu'il n'est pas vraiment possible de faire ressortir si une famille de discontinuité affecte plus une lithologie ou non. Ces données n'ont pas été illustrées dans ce document. La conclusion pour cette analyse est que les déformations qui ont affecté le massif rocheux s'appliquent à toutes les lithologies. En effet, pour le niveau 1600 pieds, pour un total de 439 discontinuités dont la lithologie est connue, 278 discontinuités ou 63,3% ( $\pm 5\%$ )<sup>1</sup> sont présentes dans la carbonatite avec fragments de syénite, 137 ou 31,2% ( $\pm 10\%$ ) sont dans la carbonatite alors que 24 ou 5,5% ( $\pm 5\%$ ) d'entre elles se trouvent dans la syénite bréchique. En analysant la lithologie des trois familles de discontinuités, on remarque que ces pourcentages sont fort semblables d'une famille à l'autre ( $\pm 5$  à 10%). L'analyse des discontinuités en fonction de la lithologie pour les niveaux 1850, 2100 et 2400 donnent des résultats semblables.

#### *2.4.6 Interprétation structurale*

On peut donc conclure de cette analyse structurale que la famille de discontinuités sub-horizontale qui est présente dans tout le massif rocheux de la mine affectera la stabilité des piliers horizontaux. Comme la majorité des chantiers sont orientés nord-sud, les familles de discontinuités des niveaux 1600 et 1850 orientées dans cette même direction avec un pendage sub-vertical auront un effet sur la stabilité des piliers verticaux du bloc 4.

---

<sup>1</sup> Les chiffres entre parenthèses sont les écarts qui ont été calculé selon les différentes familles de discontinuités.

Selon la distribution des contraintes autour des chantiers, les piliers horizontaux et les piliers verticaux du bloc 4 s'effriteront ou s'écailleront si les contraintes sont trop élevées. De plus, ces deux familles de joints, combinées avec les familles orientées E-O/NE-SO, peuvent créer des dièdres instables dans les chantiers avant que le remblayage des chantiers ne soit effectué.

## **2.5 Classification du massif rocheux**

Des méthodes de classification géomécanique ont été développées afin de déterminer la stabilité des chantiers dans un massif rocheux. Ces classifications dépendent de la géologie, des paramètres mécaniques de la roche intacte, des structures et de la présence d'eau souterraine dans le massif rocheux. L'objectif de la classification du massif rocheux est de lui donner une valeur quantitative d'ensemble, en effectuant un découpage du massif selon divers paramètres de la qualité de la roche et des discontinuités. Cela facilite ainsi la planification et la conception de la mine puisque la communication est alors plus efficace entre les différents intervenants du projet. Ainsi, en donnant une valeur quantitative au massif, le massif rocheux est divisé en zones avec des comportements similaires. Les deux systèmes de classification les plus utilisés dans le domaine minier seront employés, soit la classification RMR (*Rock Mass Rating*) et la classification du NGI (*Norwegian Geotechnical Institute*).

### **2.5.1 Classification RMR**

Le système de classification RMR (*Rock Mass Rating*) a été développé originalement par Bieniawski (1973) et a été modifié en 1989 (Bieniawski 1989). Le système de classification est assez simple. Une valeur est définie selon six paramètres qui

sont additionnés pour donner une valeur globale à la cote RMR (équation 1). Les six paramètres sont les suivants : la résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte (facteur A), le RQD (*Rock Quality Designation*; facteur B; Deere 1964), l'espacement des discontinuités (facteur C), les caractéristiques des joints (facteur D; rugosité, ouverture, altération, remplissage et persistance), la présence d'eau souterraine (facteur E) et l'orientation des discontinuités par rapport à l'orientation des excavations (facteur F). L'orientation des fractures donne une note négative. Le total de la note RMR est compris entre 0 et 100. Une valeur près de 100 indique que le massif rocheux est de bonne qualité, donc relativement résistant à la rupture alors qu'une note près de 0 indique une mauvaise qualité du massif rocheux, donc peu résistant à la rupture.

$$RMR = A + B + C + D + E - F \quad [1]$$

Pour le massif rocheux de Niobec, le RMR a été calculé pour des cas extrêmes, valeurs présentées à l'annexe 2, ainsi qu'une valeur moyenne pour chaque niveau à l'étude pour la modélisation. L'étude des cas extrêmes permet d'avoir une idée du comportement du massif rocheux. Pour la modélisation, c'est la valeur du RMR moyen qui sera utilisée car telle que mentionnée plus tôt, la grande majorité des discontinuités présentent un comportement similaire et ce sont ces caractéristiques qui ont été utilisées pour calculer la valeur du RMR. Les valeurs des RMR moyens pour chaque niveau à l'étude sont présentées au tableau 7 alors que les valeurs extrêmes pour chaque niveau sont présentées à l'annexe 2. Les valeurs de la résistance à la compression qui ont été utilisées sont celles calculées par Lavoie (2016). Pour le RMR moyen, cette valeur est de 112 MPa. Les valeurs du RQD qui ont été considérées sont celles qui sont dans le rapport de Golder (2012). L'espacement des discontinuités qui a été considéré est l'espacement entre deux discontinuités peu

importe la famille à laquelle elles appartiennent (figure A1). Les caractéristiques des joints sont présentées aux annexes 1 et 2. Généralement, ces joints sont moyennement persistants, fermés, adoucis, sans remplissage et légèrement altérés. Aucune présence d'eau n'a été observée dans les fractures. L'orientation qui a été envisagée est le cas le plus critique pour tous les calculs du RMR à Niobec. Pour tous les niveaux, le cas le plus critique est celui où la direction de la discontinuité est parallèle à l'axe du chantier avec un pendage inférieur à 45 degrés par rapport à l'axe du chantier exploité.

**Tableau 7: Résumé des résultats moyens obtenus lors du calcul du RMR pour chaque niveau**

<b>Paramètre</b>	<b>Valeurs</b>	<b>1600</b>	<b>1850</b>	<b>2100</b>	<b>2400</b>
<b>Résistance à la compression uniaxiale</b>	112 MPa	10	10	10	10
<b>RQD</b>	80%*	16	16	16	16
<b>Espacement des discontinuités</b>	1,94 à 5,91 mètres	20	20	20	20
<b>Caractéristiques des joints**</b>	Joints moyennement persistants, fermés, adoucis, sans remplissage et légèrement altérés	22	22	22	22
<b>Présence d'eau souterraine</b>	sec	15	15	15	15
<b>Orientation des discontinuités</b>	Passable	-5	-5	-5	-5
<b>Total</b>	<b>Roche de bonne qualité</b>	<b>78</b>	<b>78</b>	<b>78</b>	<b>78</b>

\*Les valeurs du RQD ont été prises dans le rapport de Golder (Golder 2012a)

\*\*Voir l'annexe 2 pour les détails (tableaux A3 à A6)

Le massif rocheux se comporte d'une manière similaire d'un niveau à l'autre; la valeur du RMR est identique pour tous les niveaux à l'étude (tableau 7), soit 78. Comme cette valeur est comprise entre 60 et 80, il peut être conclut que la roche est de bonne qualité (Bieniawski, 1989).

### 2.5.2 Classification du NGI

Le système de classification du NGI (*Norwegian Geotechnical Institute*) a été développé par Barton *et al.* (1974) suite à l'évaluation d'un grand nombre de cas historiques d'excavation souterraine. Ils proposent un indice de qualité pour les tunnels ( $Q$ ; *Tunnelling Quality Index*) pour déterminer la qualité du massif rocheux. L'équation du NGI (équation 2) est une multiplication de trois rapports. Le premier rapport est un paramètre représentatif de la taille des blocs rocheux qui tient compte du paramètre RQD et du nombre de familles de joints ( $J_n$ ). Le second rapport est un paramètre de résistance au cisaillement des discontinuités qui prend en compte la rugosité ( $J_r$ ) et l'altération des joints ( $J_a$ ). Le dernier rapport est un paramètre des contraintes actives qui s'appuie sur les pressions d'eau ( $J_w$ ) et sur un facteur de réduction des contraintes dans le massif rocheux SRF (*Stress Reduction Factor*). Le paramètre SRF est un paramètre empirique qui dépend de plusieurs facteurs (Barton *et al.* 1974; NGI 2013). La valeur de  $Q$  est comprise entre 0,001 et 1000. Un indice près de 1000 indique que le massif rocheux est de bonne qualité alors qu'un indice près de 0 indique une mauvaise qualité du massif rocheux.

$$Q = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \times \left( \frac{J_r}{J_a} \right) \times \left( \frac{J_w}{SRF} \right) \quad [2]$$

Les valeurs de  $Q$  de Niobec, ont été calculées pour deux cas extrêmes, présentés à l'annexe 2, ainsi qu'une moyenne (tableau 8) pour chacun des niveaux étudiés lors de la modélisation. Encore une fois, les valeurs du RQD qui ont été considérées sont celles qui sont dans le rapport de Golder (2012). Deux à trois familles de discontinuités ont été envisagées pour le calcul de  $Q$ . Une famille a été considéré si plus de 5% des discontinuités font partie de la famille ayant été analysé avec le logiciel *Dips*. Pour la rugosité des joints,



les discontinuités analysées sont pour la plupart lisses et ondulants. La majorité des joints sont non altérés. Les excavations sont sèches et la roche présente est compétente avec des contraintes élevées.

**Tableau 8: Résumé des résultats moyens obtenus lors du calcul de l'indice  $Q$  pour chaque niveau**

<b>Paramètre</b>	<b>Valeurs</b>	<b>1600</b>	<b>1850</b>	<b>2100</b>	<b>2400</b>
<b>RQD</b>	80%*	80	80	80	80
<b>J<sub>n</sub> – nombre de familles de joints</b>	Entre 2 et 3 familles de joints avec joints aléatoires	12	12	12	6
<b>J<sub>r</sub> – rugosité des joints</b>	Joints lisses et ondulants	2	2	2	2
<b>J<sub>a</sub> – altération des joints</b>	Surface des joints non altérée	1	1	1	1
<b>J<sub>w</sub> – eau souterraine</b>	Excavation sèche	1	1	1	1
<b>SRF – facteur de réduction des contraintes</b>	Roche compétente avec contraintes élevées*	1	2	2	2
<b>Total</b>	<b>Roche de moyenne à bonne qualité</b>	<b>13,3</b>	<b>6,7</b>	<b>6,7</b>	<b>13,3</b>

\*Les valeurs du RQD et du SRF ont été prises dans le rapport de Golder (Golder 2012a)

Le massif rocheux se comporte d'une manière similaire d'un niveau à l'autre; la valeur de  $Q$  est semblable pour tous les niveaux à l'étude (tableau 8), elle varie de 6,7 à 13,3. Avec cet indice, il peut être conclut que la roche est de qualité bonne à moyenne (NGI 2013), ce qui est légèrement plus faible de ce qui a été obtenu à l'aide du système de classification RMR. Un massif rocheux avec une valeur de  $Q$  comprise entre 10 et 40 est considéré de bonne qualité alors qu'une valeur de  $Q$  entre 4 et 10 est de qualité moyenne.

## 2.6 Détermination des paramètres géomécaniques

### 2.6.1 Critères de rupture

Les critères de rupture servent à prévoir les conditions de rupture du massif rocheux lors de la conception des excavations. Il y a trois grandes catégories de critères de rupture, soit ceux basés sur la rupture en cisaillement, les critères basés sur la rupture en tension et les critères basés sur des observations empiriques. Les deux critères les plus utilisés dans les mines sont le critère de Mohr-Coulomb (rupture en cisaillement) et le critère de Hoek et Brown (observations empiriques; Ulusay 2014). Ces deux critères seront donc considérés ici. Une limitation de ces différentes méthodes est qu'elles ne prennent pas en compte les contraintes intermédiaires; elles sont basées uniquement sur les contraintes majeures et mineures.

Pour le critère de Mohr-Coulomb, selon les résultats des essais en laboratoire, il est possible de tracer les cercles de Mohr des contraintes à la rupture sur un graphique avec la contrainte normale ( $\sigma$ ) en abscisse et la contrainte en cisaillement ( $\tau$ ) en ordonnée (figure 11). En traçant la tangente aux cercles, il est possible de déterminer l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) qui est la pente de la courbe et la cohésion ( $c$ ) qui est l'ordonnée à l'origine. Ces données permettent de connaître l'équation de l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb (équation 3) pour la roche intacte. Cette enveloppe de rupture permet de déterminer les zones stables et instables de la roche intacte. L'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb peut aussi être tracée sur un graphique de la contrainte principale majeure ( $\sigma_1$ ) en fonction de la contrainte principale mineure ( $\sigma_3$ ) en utilisant encore une fois les résultats des différents essais en laboratoires (figure 12).

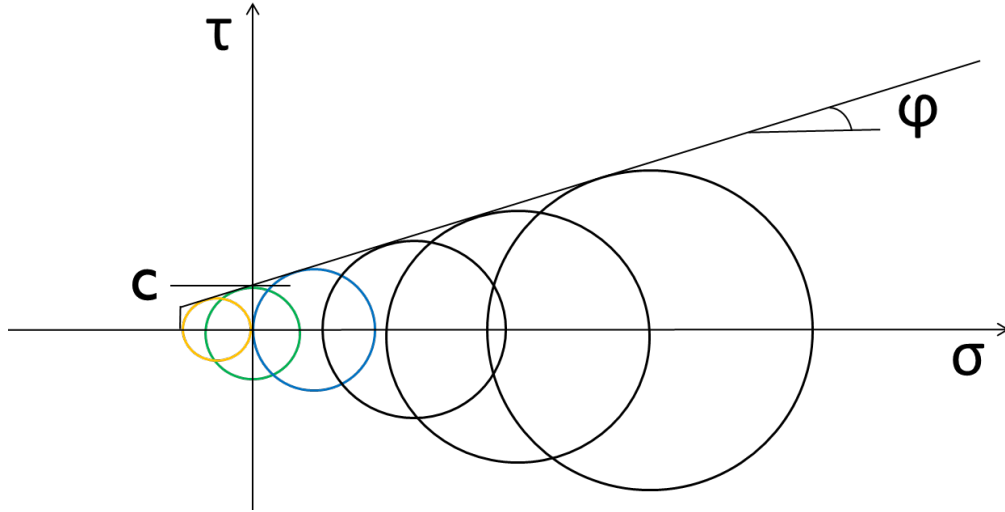
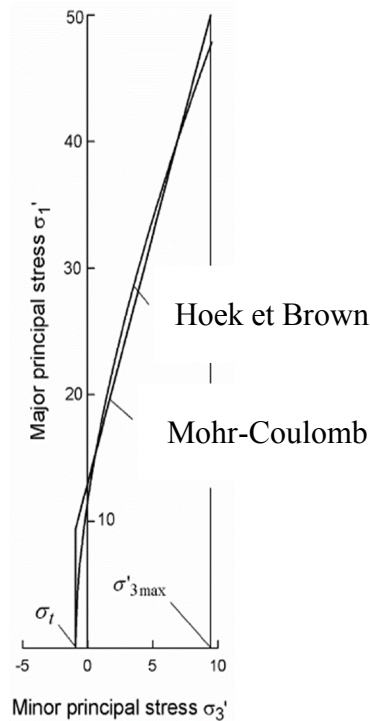


Figure 11: Courbe enveloppe de Mohr-Coulomb (d'après Hudson et Harrison 2000)

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad [3]$$

Tout comme pour le critère de Mohr-Coulomb, il est également possible de connaître l'enveloppe de rupture de Hoek et Brown (équation 4) selon les essais en laboratoire. Les paramètres  $\sigma_1'$  et  $\sigma_3'$  sont les contraintes effectives majeures ( $\sigma_1'$ ) et mineures ( $\sigma_3'$ ) et ils se mesurent à l'aide de l'essai de résistance à la compression triaxiale;  $\sigma_{ci}$  est la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte. Le paramètre  $m_b$  est une constante qui dépend du type de roche et de sa texture, et les paramètres  $s$  et  $a$  sont des constantes qui dépendent des discontinuités existantes dans la roche. Pour la roche intacte, on considère les paramètres  $s$  et  $a$  constants, soit respectivement 1 et 0,5. La valeur du paramètre  $m_b$  de la roche intacte ( $m_i$ ) peut être obtenue dans Hoek (2000). La figure 12 montre la différence entre le critère de rupture de Hoek et Brown et le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad [4]$$



**Figure 12: Courbes de ruptures de Hoek et Brown et de Mohr-Coulomb (tirée de Hoek 2000)**

Le logiciel *RocData* version 5.0 développé par la compagnie Rocscience (Rocscience 2015b) a été utilisé pour déterminer les paramètres géomécaniques du massif rocheux. Ce logiciel donne l'enveloppe de rupture ainsi que les autres paramètres des deux critères de ruptures qui viennent d'être décrits.

Étant donné qu'il est impossible d'effectuer des essais triaxiaux sur le massif rocheux, les critères de ruptures pour le massif seront déterminés à l'aide des résultats de laboratoire effectués sur la roche intacte et à l'aide des systèmes de classification. C'est pourquoi Hoek et Brown (1980a) ont déterminé leur critère de rupture de façon empirique. Il est à noter que le critère de rupture de Hoek et Brown n'est pas valide si le massif rocheux ne comporte qu'une ou deux familles de discontinuités car le massif rocheux sera considéré comme anisotrope.

Pour déterminer l'enveloppe de rupture de Hoek et Brown pour le massif rocheux, l'équation de base (équation 4) est la même que pour la roche intacte. Pour déterminer les paramètres  $m_b$ ,  $s$  et  $a$  du critère de rupture, on a besoin du paramètre GSI (*Geological Strength Index*) qui est en fonction de l'indice du RMR ou de l'indice  $Q$  dépendamment de la valeur de l'indice du RMR obtenue (équation 5). Différentes équations sont disponibles (équations 6 à 8) pour calculer les paramètres  $m_b$ ,  $s$  et  $a$  pour le massif rocheux. Le facteur  $D$  est en fonction de la qualité du dynamitage et du type d'excavation à dynamiter (Hoek 2000). Lorsque l'équation de l'enveloppe de rupture est utilisée avec les paramètres  $m_b$ ,  $s$  et  $a$  pour le massif rocheux, cela vient réduire le seuil de rupture de la roche intacte pour ainsi être plus près de la réalité du terrain.

$$GSI = RMR^* - 5 \text{ (pour } RMR > 25 \text{)}$$

$$GSI = Ln(Q') + 44 \text{ (pour } RMR < 25 \text{)} \quad [5]$$

$$\text{Avec: } Q' = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \times \left( \frac{J_r}{J_a} \right)$$

\* Le résultat du RMR qui doit être utilisé afin d'estimer le GSI doit considérer une excavation sèche, donc facteur  $E=15$  et il doit négliger l'orientation des discontinuités, le facteur  $F$  est donc nul.

$$m_b = m_i e^{\left( \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)} \quad [6]$$

$$s = e^{\left( \frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)} \quad [7]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad [8]$$

Les paramètres du critère de rupture de Mohr-Coulomb, pour le massif rocheux ( $c'$  et  $\varphi'$ ), se déterminent à l'aide des paramètres  $m_b$ ,  $s$  et  $a$  du critère de rupture de Hoek et Brown (équations 9 et 10).

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_3)^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_3)^{a-1}} \right] \quad [9]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_3](s + m_b\sigma'_3)^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{\frac{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_3))^{a-1}}{((1+a)(2+a))}}} \quad [10]$$

Les paramètres des critères de ruptures obtenus pour Niobec seront détaillés dans la prochaine section.

### 2.6.2 Paramètres géomécaniques du massif rocheux de Niobec

À l'aide de la classification RMR du massif rocheux, le paramètre GSI sera déterminé. Par la suite, les paramètres géomécaniques, dont la résistance en compression et en traction pour le massif rocheux, ainsi que son module de déformation et les paramètres des critères de rupture de Mohr-Coulomb et Hoek et Brown seront déterminés. Les équations pour déterminer ces paramètres sont décrites selon l'équation 11 pour la résistance en compression, dans l'équation 12 pour la résistance en tension du massif et à l'équation 13 pour le module de déformation du massif rocheux; alors que les équations 6 à 10 seront utilisées pour la détermination des paramètres des critères de ruptures.

$$\sigma_{cmass} = \sigma_{ci} S^a \quad [11]$$

$$\sigma_{tmass} = \frac{-S\sigma_{ci}}{m_b} \quad [12]$$

$$E_{rm} = E_i \left( 0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right) \quad [13]$$

Le tableau 9 présente les paramètres géomécaniques de Niobec qui ont été déterminés à l'aide du logiciel *RocData* de Rocscience. Il faut noter que des calculs manuels de ces paramètres ont donné les mêmes résultats. La première partie du tableau représente les paramètres qui ont été introduits dans le logiciel pour calculer les paramètres géomécaniques du massif rocheux et du remblai de Niobec. Les paramètres ont été calculés pour les deux différentes lithologies présentes à Niobec, soit la carbonatite et la syénite, et pour le massif rocheux qui est composé d'un mélange de carbonatite et de syénite, ainsi que pour le remblai en pâte.

**Tableau 9: Paramètres géomécaniques de Niobec**

Paramètres	Carbonatite	Syénite	Carbonatite et syénite	Remblai en pâte	Unités
$\sigma_{ci}$	114,8	93,04	111,71	0,83	MPa
GSI	75	75	75	100	
$m_i$	12,74	16,55	13,24	5,03	
D	0	0	0	0	
$E_i$	64,8	50,69	61,41	0,220	GPa
<b>Hoek et Brown</b>					
$m_b$	5,217	6,777	5,422	5,03	
s	0,062	0,062	0,062	1	
a	0,501	0,501	0,501	0,5	
<b>Mohr-coulomb</b>					
c'	9,488	8,041	9,29	0,199	MPa
$\varphi'$	39,883	42,217	40,228	36,361	Degrés
<b>Paramètres du massif rocheux</b>					
Résistance en compression du massif rocheux ( $\sigma_{cmass}$ )	28,553	23,141	27,785	0,83	MPa
Résistance en tension du massif rocheux ( $\sigma_{tmass}$ )	-1,368	-0,854	-1,281	-0,165	MPa
Module de déformation du massif rocheux ( $E_{mr}$ )	52,899	41,381	50,132	0,21875	GPa

En analysant les paramètres du critère de rupture de Hoek et Brown, on s'aperçoit que les paramètres  $s$  et  $a$  sont les mêmes peu importe si les lithologies présentes dans le massif rocheux de Niobec sont pris ensemble ou séparément. Ces deux paramètres dépendent de la qualité du massif rocheux. Le paramètre  $m_b$  est la valeur réduite de la constante du matériel ( $m_i$ ) pour l'ensemble du massif rocheux. Elle est donc proportionnelle à la constante du matériel, c'est pourquoi elle diffère selon le type de roche qui est analysé. Pour les paramètres du critère de rupture de Mohr-Coulomb, on remarque que la cohésion de la carbonatite est légèrement supérieure à celle de la syénite. En prenant les deux lithologies ensemble, la cohésion est semblable à celle de la carbonatite. Pour l'angle de frottement, il est plus élevé pour la syénite que pour la carbonatite et la valeur du massif rocheux se rapproche de celle de la carbonatite.



Les paramètres du massif rocheux sont plus élevés pour la carbonatite que pour la syénite. Encore une fois, les valeurs du massif rocheux se rapprochent de celles de la carbonatite. Ainsi, lors de l'analyse de la stabilité des chantiers, les valeurs combinées de la carbonatite et de la syénite seront utilisées dans le logiciel de modélisation numérique *FLAC3D* car on ne peut pas trouver un chantier qui soit complètement excavé dans l'une de ces lithologies dans le massif rocheux. Pour le remblai en pâte, les résultats des essais au laboratoire sont utilisés directement puisqu'il n'y a pas de discontinuités dans cette unité.

## CHAPITRE 3 - ESTIMATION DES CONTRAINTES *IN SITU*

Pour évaluer la stabilité des excavations minières, il faut d'abord déterminer les contraintes appliquées sur les ouvrages ainsi que les paramètres géomécaniques du massif rocheux. L'objectif de ce chapitre est d'évaluer les données expérimentales de contraintes *in situ* obtenues lors des différentes campagnes qui ont été réalisées à Niobec et de les comparer avec les données sur le Bouclier canadien rapportées dans la littérature, afin d'estimer la magnitude et l'orientation des contraintes principales, et ce, en fonction de la profondeur pour les niveaux inférieurs de la mine. Ceci requiert d'abord une analyse des données existantes à Niobec, puis une comparaison avec les données existantes sur le Bouclier canadien. Enfin, des modèles appliqués à Niobec seront proposés afin d'estimer les contraintes présentes dans le massif à plus grande profondeur.

### 3.1 Types de contraintes

Dans un massif rocheux, deux différents types de contraintes peuvent être présents. Les contraintes *in situ* naturelles (ou intactes) sont les contraintes qui sont présentes dans le massif rocheux avant qu'il y ait excavation des chantiers et des galeries; les contraintes *in situ* induites quant à elles sont produites dans le massif rocheux après l'excavation des galeries et des chantiers. Créer des vides dans le massif rocheux vient perturber l'état des contraintes autour des ouvertures. Un rappel sur la théorie des contraintes et sur les tenseurs de contraintes est présenté à l'annexe 3.

### 3.1.1 Contraintes *in situ* naturelles

Il est très important de déterminer les contraintes *in situ* naturelles avant l'excavation du massif rocheux pour évaluer efficacement la stabilité des excavations. Les contraintes *in situ* naturelles sont étroitement liées à l'histoire géologique du territoire à l'étude. Ces contraintes peuvent être d'origine gravitaire, tectonique ou résiduelle.

Il faut évaluer les contraintes dans la région d'intérêt avec les données déjà disponibles, soit avec des rapports techniques ou avec des articles scientifiques, ainsi qu'avec les données de la carte mondiale des contraintes (Martin *et al.* 2003). Ainsi, une telle évaluation de la magnitude et de l'orientation des contraintes permettra de comparer les données obtenues lors d'une campagne de mesures de contraintes (Hudson *et al.* 2003). Plus d'informations sur les méthodes d'évaluation des contraintes *in situ* naturelles sont présentes dans l'annexe 3.

### 3.1.2 Contraintes *in situ* induites

Une excavation dans un massif rocheux perturbe ses contraintes initiales. Ainsi, on peut observer une variation de la magnitude et de l'orientation des contraintes principales et aussi une modification des contraintes de cisaillement ( $\tau$ ) et des contraintes normales ( $\sigma_n$ ) sur les différents plans de fractures (figure 13). Ainsi, au centre des murs, du toit ou du plancher, une contrainte *in situ* naturelle qui est verticale peut devenir une contrainte *in situ* induite horizontale et vice versa. De plus, une fracture qui était à l'équilibre avant l'ouverture de la galerie ou du chantier peut subir une perturbation des contraintes amenant une instabilité le long de son plan. Loin des excavations, le tenseur de contrainte représente

l'état initial des contraintes. Des informations supplémentaires sur les méthodes d'évaluation des contraintes *in situ* induites sont présentées à l'annexe 3.

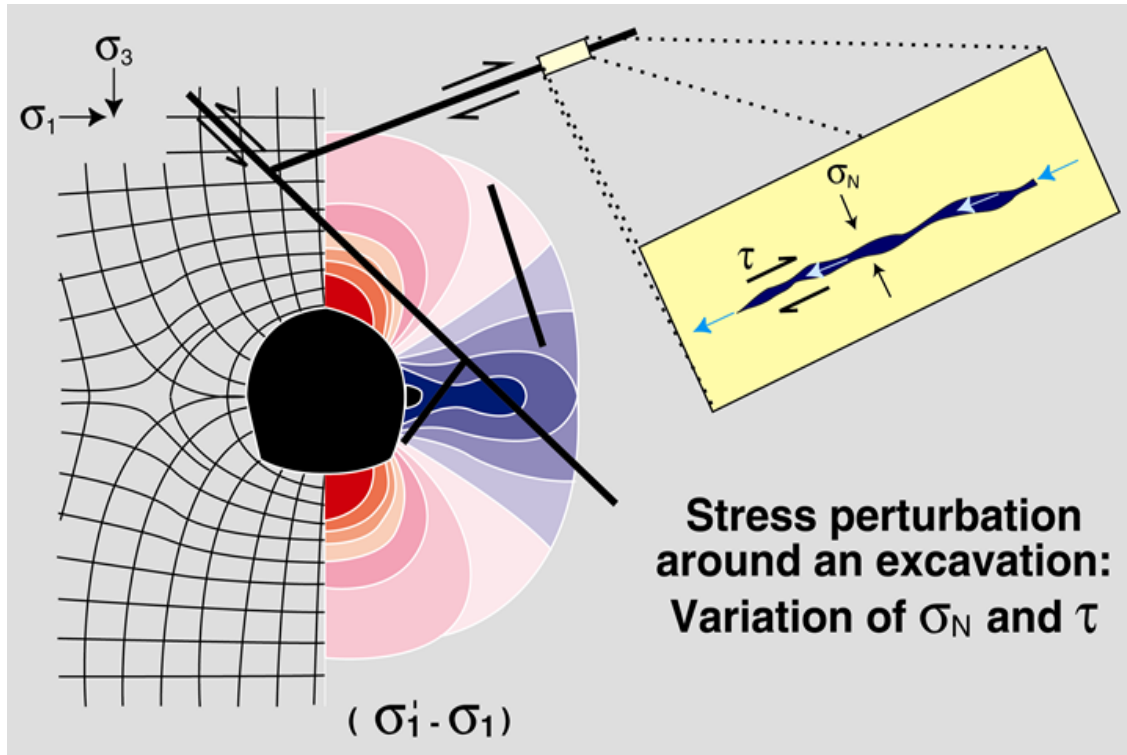


Figure 13: Perturbations des contraintes autour d'une excavation (tirée de Rouleau *et al.* 2013)

### 3.1.3 Contraintes effectives

Étant donné que de l'eau souterraine est présente dans le massif rocheux, cela diminue les contraintes effectives. Ainsi, la contrainte effective est égale à la contrainte totale (horizontale ou verticale) moins la pression interstitielle. Par contre, étant donné que ce ne sont pas toutes les fractures qui sont connectées entre elles, que la densité de fracture est difficile à estimer et qu'il est laborieux de connaître la pression interstitielle dans tout le massif rocheux, il est très difficile de connaître exactement les contraintes effectives du massif rocheux (Brady et Brown 2004). Dans le cas des mines souterraines, la pression de l'eau dans les parois des galeries et des chantiers est diminuée lors du dénoyage des

excavations. Ainsi, la contribution des pressions interstitielles est alors relativement faible. Il faudra alors considérer, lors de l'analyse des résultats de la modélisation numérique, que le modèle ne tiens pas compte des pressions d'eau.

### **3.2 Compilation des essais réalisés à Niobec**

Depuis le début de l'exploitation de Niobec en 1976, trois différentes campagnes de mesures des contraintes *in situ* ont été effectuées. La première campagne de mesure a été effectuée en 1986 par le laboratoire de la technologie des matériaux de CANMET (Arjang 1986), la seconde a été faite en 2000 par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique de Montréal (Corthésy et Leite 2000) et la troisième a également été effectuée par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique de Montréal en 2013 (Corthésy et Leite 2013; Corthésy *et al.* 2013). L'annexe 3 présente plus de détails sur les méthodes de mesures de contraintes *in situ* qui ont été utilisées à Niobec.

La première campagne de mesure a été faite sur les niveaux 850 (259m) et 1000 (305m), la seconde sur le niveau 1450 (442m) et la troisième sur les niveaux 2100 (640m) et 2400 (732m). La méthode utilisée pour effectuer les essais de mesures de contraintes *in situ* pour la première campagne est celle du surcarottage par relâchement des contraintes autour d'un trou de forage, alors que les deux autres campagnes ont utilisé la méthode de surcarottage utilisant la cellule *doorstopper* modifiée.

#### **3.2.1 Étude de CANMET**

La première campagne de mesures de contraintes *in situ* avait pour objectif d'effectuer une modélisation numérique de la stabilité des excavations dans le but

d'optimiser la séquence de minage de Niobec lors de la récupération des piliers horizontaux et verticaux. Pendant cette campagne, huit différents essais furent réalisés sur les niveaux 850 et 1000. Le premier trou de forage était situé au niveau 1000 dans la galerie 10-GA-1, le deuxième trou était situé au niveau 850 dans la galerie 8-GA-12, près du chantier 8-203-13 qui était déjà exploité et le troisième trou était situé au niveau 850 dans le chantier 8-203-15 (figure 14). Trente mètres séparent le troisième trou du deuxième.

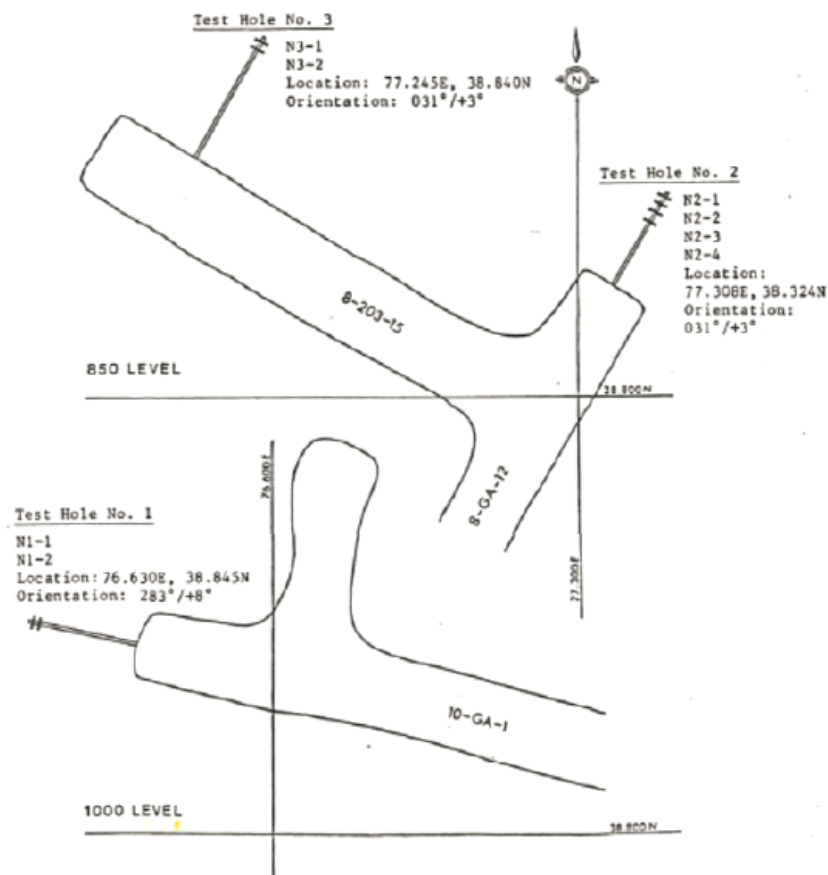


Figure 14: Localisation des essais de mesures de contraintes *in situ* faits lors de la première campagne de mesure sur les niveaux 850 et 1000 de Niobec (tirée d'Arjang 1986)

Pour cette campagne de mesure, la technique de mesure qui fut privilégiée est celle du surcarottage par relâchement des contraintes autour d'un trou de forage. Pour déterminer le tenseur de contraintes à l'aide du surcarottage, des cellules triaxiales sont installées dans

le fond d'un trou de forage afin de déterminer les déformations subies lorsqu'un trou de plus grande dimension est foré par-dessus le trou pilote qui contient la cellule. Deux modèles de cellules furent utilisées lors de cette campagne, soit les cellules triaxiales de type CSIRO et les cellules triaxiales de type CSIR. Sur les huit mesures qui ont été faites sur ces deux niveaux (tableau 10), cinq mesures ont été prises avec une cellule de type CSIRO et trois mesures avec les cellules de type CSIR. Les cellules de type CSIR contiennent trois rosettes qui renferment quatre jauges chacune. Ces cellules sont placées sur des pistons rétractables qui servent à les coller sur la paroi du trou pilote, lorsque les pistons sont actionnés avec de l'air comprimé. Lorsque les rosettes sont bien positionnées, le surcarottage autour du trou pilote est effectué. La cellule de types CSIRO est composée d'un cylindre creux qui contient à l'intérieur trois rosettes avec chacune trois jauges. La cellule est collée dans le trou pilote et les données sont collectées tout au long de l'essai puisqu'un câble passant à travers les tiges de forage est relié à un ordinateur. Selon le système de coordonnées orthogonales du tableau 10, une contrainte est orientée vers le nord ( $\sigma_{N-S}$ ), une contrainte est orientée vers l'est ( $\sigma_{E-O}$ ) et une contrainte est orientée verticalement ( $\sigma_V$ ) avec les trois contraintes en cisaillement qui leurs sont associées ( $\tau_{NS/EO}$ ,  $\tau_{V/NS}$  et  $\tau_{EO/V}$ ). Pour cette première campagne de mesure, le nord du tenseur de contraintes est orienté selon le nord géographique. Avec ce tenseur de contrainte, les contraintes principales peuvent être calculées (magnitude et orientation; tableau 11).

**Tableau 10: Résultats des contraintes mesurées par CANMET en 1986 (tirée d'Arjang 1986)\***

Niveau	Numéro du test	$\sigma_{N-S}$ (MPa)	$\sigma_{E-O}$ (MPa)	$\sigma_V$ (MPa)	$\tau_{NS/EO}$ (MPa)	$\tau_{EO/V}$ (MPa)	$\tau_{V/NS}$ (MPa)
<b>850</b>	N2-1	5,64	3,45	-0,07	3,74	-1,15	-1,64
	N2-2	17,15	13,92	20,31	-1,17	1,16	-3,38
	N2-3	16,72	7,70	23,30	-6,46	3,45	-4,78
	N2-4	12,02	10,91	8,52	0,42	1,10	0,21
<b>850</b>	N3-1	12,37	8,05	4,60	4,58	-0,47	-0,58
	N3-2	16,77	10,06	5,50	8,23	-1,49	-3,17
<b>1000</b>	N1-1	8,21	19,40	7,30	-2,32	0,22	-0,53
	N2-2	7,17	22,17	9,43	-0,12	1,11	0,02

\*Ces mesures sont orientées selon le nord géographique et non selon le nord de la mine. Comme ce sont les contraintes principales qui sont analysées, il n'était donc pas nécessaire de modifier ces valeurs.

**Tableau 11: Résultats des contraintes principales obtenues dans chaque trou selon CANMET (d'après Arjang, 1986)\***

Niveau	Numéro du test	$\sigma_1$			$\sigma_2$			$\sigma_3$		
		$\sigma_1$ (MPa)	Azimut (°)	Plongée (°)	$\sigma_2$ (MPa)	Azimut (°)	Plongée (°)	$\sigma_3$ (MPa)	Azimut (°)	Plongée (°)
<b>850</b>	N2-2	22,76	033	08	15,10	125	15	13,53	277	73
	N2-3	27,76	033	15	15,7	129	21	4,26	270	64
	N2-4	12,30	283	24	11,10	052	54	8,15	181	24
<b>850</b>	N3-1	15,32	181	04	5,15	272	08	4,55	065	81
	N3-2	23,00	183	011	5,20	079	50	4,12	281	37
<b>1000</b>	N1-1	19,85	070	02	8,05	161	32	7,00	338	58
	N1-2	22,26	059	05	9,35	249	85	7,17	149	01

\*L'azimut est indiqué selon le nord de la mine et avec une plongée positive vers le bas.

En observant la magnitude des contraintes au niveau 850, on s'aperçoit qu'il y a une forte variation entre les valeurs des différentes composantes du tenseur des contraintes. En effet, plusieurs précautions mentionnées à l'annexe 3 (section A3.3.3) n'ont pas été prises. Tout d'abord, le deuxième trou était situé près du chantier 8-203-13, donc il est fort probable que les contraintes qui ont été mesurées incluent les contraintes induites par ce chantier et non pas seulement les contraintes initiales dans le massif. Pour le troisième trou, il était situé dans une zone du massif qui était fracturé, ce qui fait que les résultats ne sont



pas valables. Il ne faut donc considérer que les mesures prises dans le premier trou sur le niveau 1000.

### 3.2.2 *Études de l'École Polytechnique de Montréal*

La seconde campagne de mesures de contraintes *in situ* fut effectuée en 2000 par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique de Montréal (Corthésy et Leite 2000). Cette campagne a été faite dans le cadre d'un projet de maîtrise (Frenette 2003) portant sur le dimensionnement des excavations du troisième bloc minier de Niobec. Pendant cette campagne, neuf essais furent réalisés sur le niveau 1450 dans la galerie 14-GA-1, loin des excavations qui peuvent modifier les résultats des contraintes naturelles (figure 15). De ces neuf essais, seulement six ont permis de calculer le tenseur de contraintes (tableau 12). Un essai a échoué à cause d'un mauvais fonctionnement du câble de communication entre la sonde et l'ordinateur et deux autres essais à cause du décollement de la sonde placée au fond du trou lors des essais. L'orientation des contraintes principales a dû être modifiée afin de respecter la convention de la plongée positive vers le bas qui est utilisée depuis le début de l'étude (tableau 13).

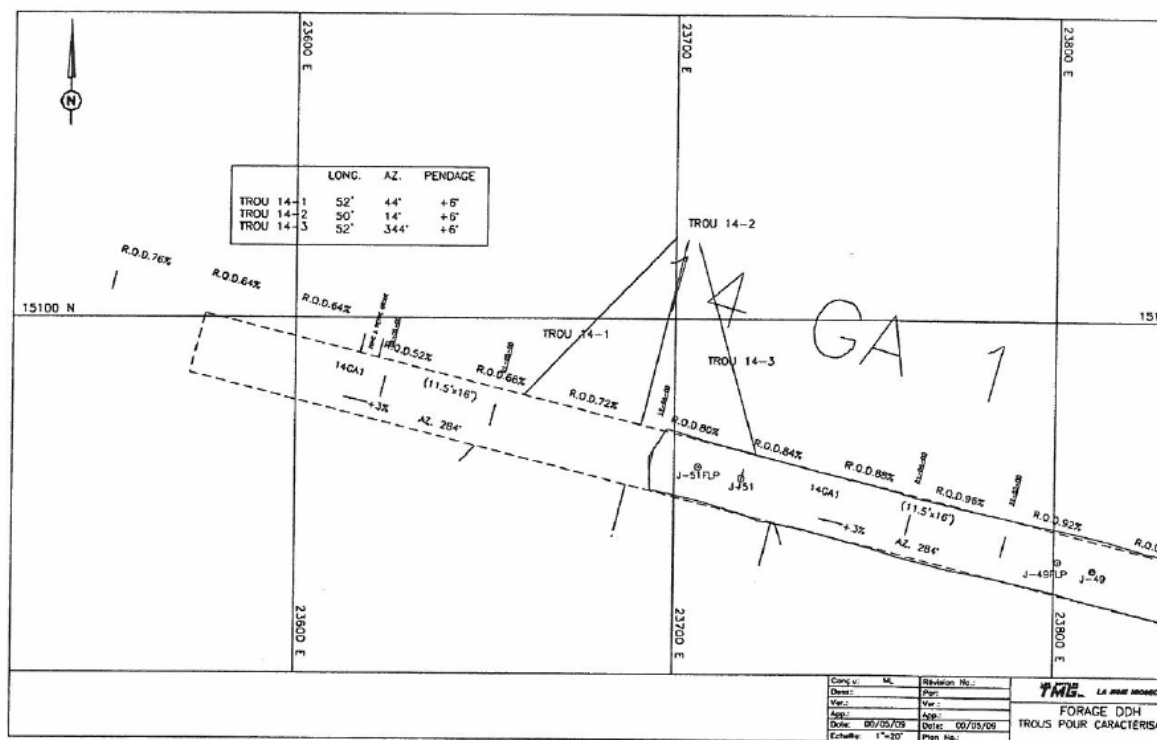


Figure 15: Localisation des essais de mesures de contraintes *in situ* faits lors de la deuxième campagne de mesure sur le niveau 1450 de Niobec (tirée de Corthésy et Leite 2000)

Tableau 12: Résultats des contraintes mesurées par la Polytechnique en 2000 (tirés de Corthésy et Leite 2000)

Niveau	$\sigma_{N-S}$ (MPa)	$\sigma_{E-O}$ (MPa)	$\sigma_V$ (MPa)	$\tau_{NS/EO}$ (MPa)	$\tau_{EO/V}$ (MPa)	$\tau_{V/NS}$ (MPa)
1450	21,6	21,2	11,8	8,1	-3,3	1,5

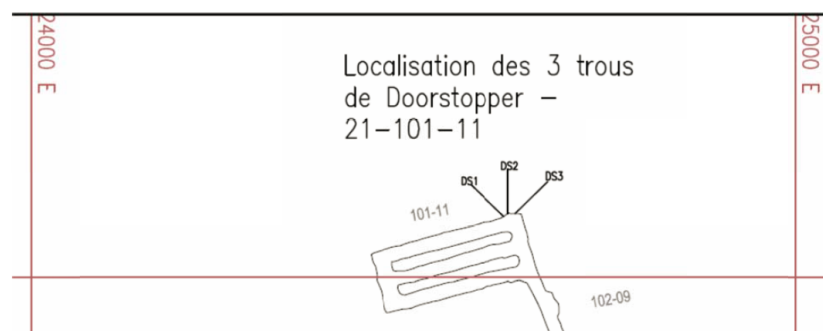
Tableau 13: Résultats des contraintes principales obtenues par la Polytechnique (d'après Corthésy et Leite 2000)

Niveau	$\sigma_1$			$\sigma_2$			$\sigma_3$		
	Contrainte (MPa)	Azimut (°)	Plongée (°)	Contrainte (MPa)	Azimut (°)	Plongée (°)	Contrainte (MPa)	Azimut (°)	Plongée (°)
1450*	29,5	045	-04	16,0	318	38	9,1	130	51
1450**	29,5	045	04	16,0	138	38	9,1	310	51

\*La plongée est positive vers le haut

\*\*La plongée est positive vers le bas

La troisième campagne de mesures de contraintes *in situ* fut effectuée en 2013 par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique de Montréal (Corthésy *et al.* 2013; Corthésy et Leite 2013). Cette campagne a été faite dans le cadre du projet d'expansion de la mine par bloc foudroyé. Pendant cette campagne, cinq essais furent réalisés sur le niveau 2100 à l'extrémité de la galerie 21-GA-54 (figure 16) et huit essais furent réalisés sur le niveau 2400 à l'extrémité de la galerie 24-GA-17 (figure 17). Pour les essais du niveau 2100, seulement trois essais ont permis de calculer le tenseur de contraintes (Corthésy et Leite 2013; tableau 14). Un essai a été exclu pour le calcul du tenseur de contrainte étant donné que l'allure de ses courbes de récupération est différente de celle des autres essais. L'autre essai a été enlevé du calcul du tenseur tridimensionnel étant donné que les valeurs de contraintes sont beaucoup plus faibles que celles évaluées lors de l'essai précédent qui était très près de cet essai. Pour le calcul du tenseur de contraintes du niveau 2400 (tableau 14), seulement un essai a été exclu du calcul étant donné qu'une fracture était présente à 1 cm du plan de mesure de l'essai, ce qui a entraîné un relâchement prématuré des contraintes (Corthésy *et al.* 2013). Encore une fois, l'orientation des contraintes principales a dû être modifiée afin de respecter la convention de la plongée positive vers le bas (tableau 15).



**Figure 16: Localisation des essais de mesures de contraintes *in situ* faits lors de la troisième campagne de mesure sur le niveau 2100 de Niobec (tirée de Corthésy et Leite 2013)**

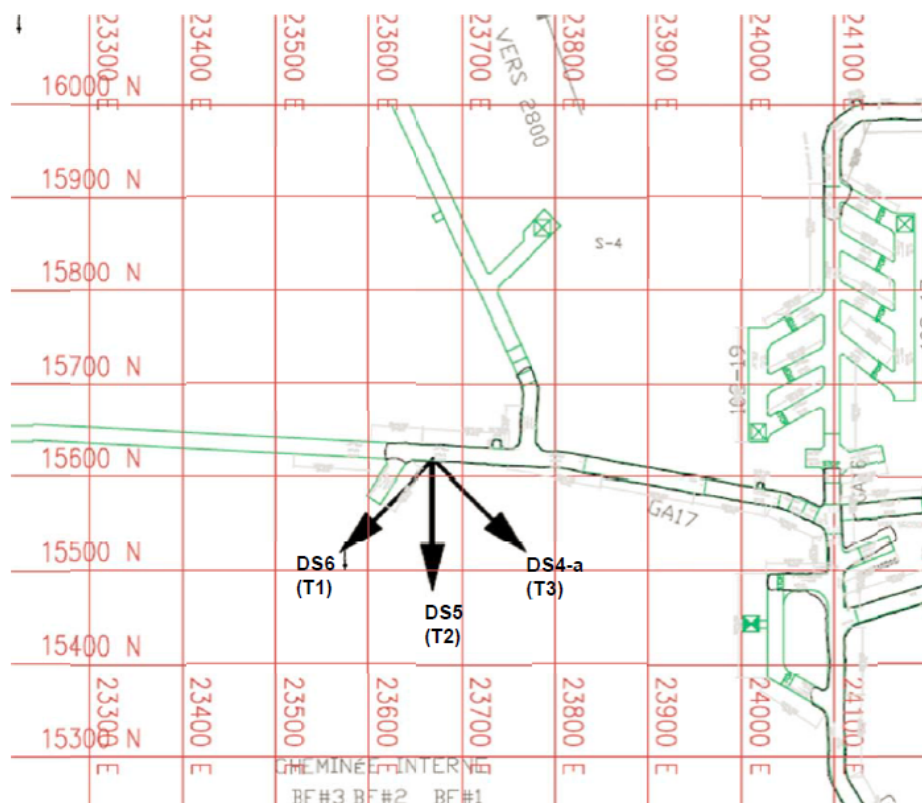


Figure 17: Localisation des essais de mesures de contraintes *in situ* faits lors de la troisième campagne de mesure sur le niveau 2400 de Niobec (tirée de Corthésy *et al.* 2013)

Tableau 14: Résultats des contraintes mesurées par la Polytechnique en 2013 (tirés de Corthésy *et al.* 2013; Corthésy et Leite 2013)

Niveau	$\sigma_{N-S}$ (MPa)	$\sigma_{E-O}$ (MPa)	$\sigma_v$ (MPa)	$\tau_{NS/EO}$ (MPa)	$\tau_{EO/V}$ (MPa)	$\tau_{V/NS}$ (MPa)
2100	9,37	20,17	17,96	-2,09	-0,26	-1,52
2400	11,70	13,26	25,27	0,64	0,93	0,35

Tableau 15: Résultats des contraintes principales obtenues par la Polytechnique (d'après Corthésy *et al.* 2013; Corthésy et Leite 2013)

Niveau	$\sigma_1$			$\sigma_2$			$\sigma_3$		
	Contrainte (MPa)	Azimut (°)	Plongée (°)	Contrainte (MPa)	Azimut (°)	Plongée (°)	Contrainte (MPa)	Azimut (°)	Plongée (°)
2100*	20,56	101	01	18,21	193	81	8,73	011	10
2400*	25,35	070	85	13,41	250	05	11,47	160	00
2100**	20,56	281	01	18,21	013	81	8,73	191	10
2400**	25,35	250	85	13,41	070	05	11,47	340	00

\*La plongée est positive vers le haut

\*\*La plongée est positive vers le bas

### 3.3 Interprétation et prédiction des contraintes

Étant donné que les résultats de CANMET obtenus pour le niveau 850 n'étaient pas fiables, ils ne seront pas utilisés avec les autres résultats afin de prédire des contraintes en profondeur (tableau 16). Plusieurs auteurs (Arjang et Herget 1997; Martin *et al.* 2003; Maloney *et al.* 2006) considèrent que la contrainte principale majeure est équivalente à la contrainte horizontale maximale, que la contrainte principale intermédiaire correspond à la contrainte horizontale minimale et que la contrainte principale mineure correspond à la contrainte verticale. Selon les données du tableau 16, les valeurs de Niobec laissent plutôt croire que la contrainte verticale est représentée par la contrainte principale intermédiaire, donc la contrainte horizontale minimale correspondrait plutôt à la contrainte principale mineure. La contrainte verticale théorique est quant à elle calculée à partir du poids du terrain, soit le poids volumique de la roche multipliée par la profondeur.

Tableau 16: Résumé de la magnitude des contraintes par niveau

Niveau	CANMET		Polytechnique		
	1000	1000	1450	2100	2400
Contrainte horizontale [ $\sigma_{N-S}$ ] (MPa)	8,21*	7,17*	21,6	9,37	11,70
Contrainte horizontale [ $\sigma_{E-O}$ ] (MPa)	19,40*	22,17*	21,2	20,17	13,26
Contrainte horizontale maximale [ $\sigma_H$ ] (MPa)	19,86	22,17	29,50	20,56	13,49
Contrainte horizontale minimale [ $\sigma_h$ ] (MPa)	7,75	7,17	13,30	8,98	11,47
Contrainte horizontale moyenne [ $\sigma_{hav}$ ] (MPa)	13,81	14,57	21,4	14,77	12,48
Contrainte verticale [ $\sigma_v$ ] (MPa)	7,30	9,43	11,8	17,96	25,27
Contrainte verticale calculée [ $\sigma_{vthéorique}$ ] (MPa)	8,49	8,49	12,31	17,83	20,56
Contrainte principale majeure [ $\sigma_1$ ] (MPa)	19,85	22,26	29,5	20,56	25,35
Contrainte principale intermédiaire [ $\sigma_2$ ] (MPa)	8,05	9,35	16,0	18,21	13,41
Contrainte principale mineure [ $\sigma_3$ ] (MPa)	7,00	7,17	9,1	8,73	11,47

\*Ces 4 valeurs ont été prises selon le nord géographique et non selon le nord de la mine comme toutes les autres valeurs du tableau

L'annexe 4 présente les données obtenues ailleurs dans le Bouclier canadien. Les données ne suivent pas une tendance linéaire comme mentionné par plusieurs auteurs (annexe 4; figure 18). Les données de la contrainte verticale mesurées sont proches des valeurs théoriques; à l'exception de celle mesurée au niveau 2400 (732m), qui est plus élevée que la valeur calculée. Cette valeur ne correspond pas à la valeur empirique proposée dans la littérature (Arjang et Herget 1997); ceci doit être confirmé avec des essais supplémentaires. De plus, les données de la contrainte principale intermédiaire correspondent à peu près aux données de la contrainte verticale, ce qui diffère des valeurs observées ailleurs sur le Bouclier canadien. Les valeurs des données de la contrainte principale majeure des niveaux 1000 (305m), 1450 (442m) et 2100 (640m) sont quasiment identiques aux valeurs des données de la contrainte horizontale maximale. La contrainte horizontale maximale du niveau 2400 (732m) est deux fois plus faible que la contrainte principale majeure, alors qu'elles devraient être semblables. Les valeurs de la contrainte principale mineure des niveaux 1000 (305m), 2100 (640m) et 2400 (732m) sont pratiquement identiques aux valeurs des données de la contrainte horizontale minimale, ce qui diverge des données du Bouclier canadien. La contrainte principale mineure du niveau 1450 (442m) est une fois et demie plus faible que la contrainte horizontale minimale, alors qu'elles devraient se ressembler.

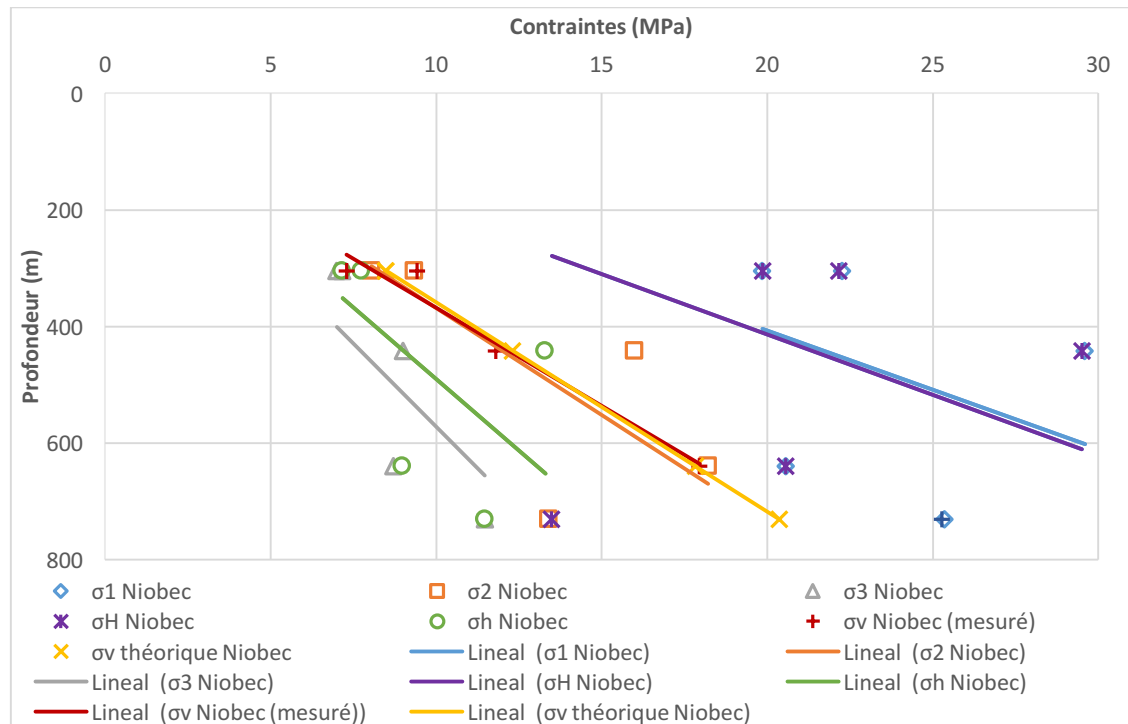


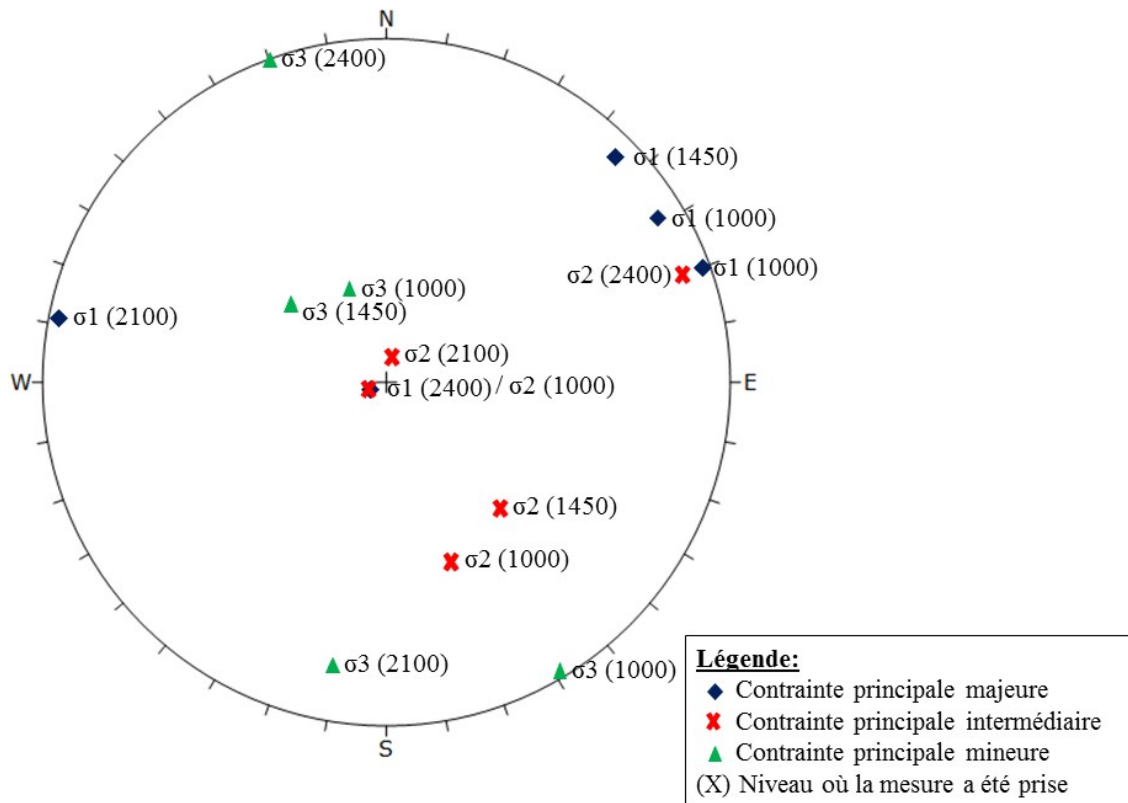
Figure 18. Valeurs des contraintes du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur

Afin de pouvoir visualiser l'orientation des contraintes de Niobec (tableau 17), une projection stéréographique équiangle sur l'hémisphère inférieur est utilisée (figure 19). Une analyse des résultats sur la magnitude et l'orientation de chacune de ces contraintes est présentée dans les sections qui suivent. Une comparaison entre les relations obtenues pour les contraintes principales et les contraintes horizontales et verticale est présente dans l'annexe 5.

Tableau 17: Résumé de l'orientation des contraintes\*

Niveau	$\sigma_1$			$\sigma_2$			$\sigma_3$		
	Contrainte (MPa)	Direction (°)	Plongée (°)	Contrainte (MPa)	Direction (°)	Plongée (°)	Contrainte (MPa)	Direction (°)	Plongée (°)
1000 (1)	19,85	070	02	8,05	161	32	7,00	338	58
1000 (2)	22,26	059	05	9,35	249	85	7,17	149	01
1450	29,5	045	04	16,0	138	38	9,1	310	51
2100	20,56	281	01	18,21	013	81	8,73	191	10
2400	25,35	250	85	13,41	070	05	11,47	161	00

\*La plongée est positive vers le bas



**Figure 19: Orientation des contraintes *in situ* principales selon l'orientation du nord de la mine (31,5 degrés à l'est du nord géographique)**

### 3.3.1 Contrainte principale majeure ( $\sigma_1$ )

De nouvelles relations pour les différentes contraintes seront élaborées afin de prédire les contraintes dans les chantiers à venir, puisque l'étude des contraintes de la mine est très importante afin d'évaluer la stabilité des futurs chantiers. Les données servant à prédire les relations pour la contrainte principale majeure sont présentées dans le tableau 18 selon les différents niveaux auxquels les données obtenues sont fiables.

**Tableau 18: Valeurs de la contrainte principale majeure du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur**

Niveau	1000	1000	1450	2100	2400
<b>Magnitude</b>	19,85MPa	22,26MPa	29,5MPa	20,56MPa	25,35MPa
<b>Orientation</b>	070/02	059/05	045/04	281/01	250/85



### 3.3.1.1 Magnitude

Les courbes des données empiriques proposées par différents auteurs (figure 20) proviennent des équations présentées à l'annexe 4. Cette annexe introduit la compilation et l'analyse des mesures sur les contraintes *in situ* mesurées dans le Bouclier canadien. Selon la figure 20, on s'aperçoit que les données de Niobec suivent plutôt bien les courbes empiriques d'Arjang et Herget (1997) et de Martin *et al.* (2003) pour les valeurs des deux niveaux supérieurs (1000 et 1450), mais que l'augmentation des contraintes n'est pas aussi rapide pour les données des niveaux inférieurs (2100 et 2400). Les valeurs de la contrainte principale majeure suivent les limites inférieures du niveau de confiance de 95% ( $\sigma_1$  MIN) de la courbe proposée par Maloney *et al.* (2006) et les données de Niobec ont la même tendance que leur courbe empirique.

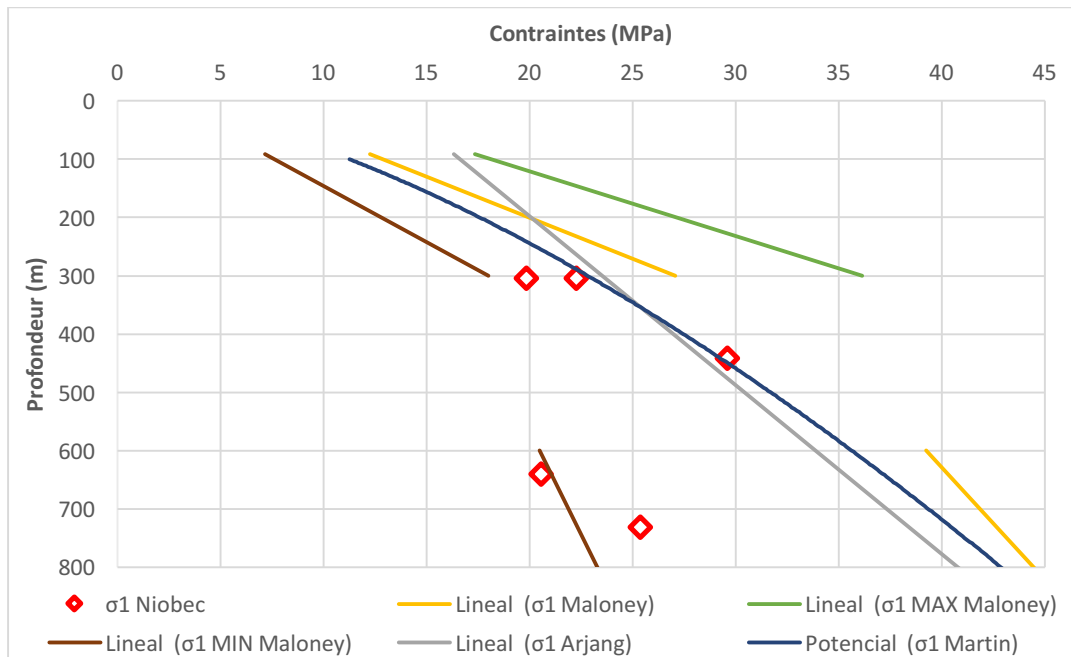


Figure 20: Valeurs de la contrainte principale majeure du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur

Pour déterminer la variation de la contrainte principale en fonction de la profondeur, on considère trois scénarios possibles.

### ***Scénario 1***

Le premier scénario vise à prédire les contraintes en profondeur en utilisant la méthode de Taylor (Taylor 1997), laquelle détermine une droite de régression selon les valeurs disponibles pour l'analyse en fonction de leur distribution statistique. Afin de déterminer les relations pour estimer les contraintes principales en fonction de la profondeur, une droite de régression linéaire passant par l'abscisse à l'origine de la courbe empirique proposée par Maloney *et al.* (2006) a été construite (figure 21). Les lignes en tireté du graphique montrent les limites de confiance dans lesquelles 95% des valeurs des contraintes devraient se trouver. Cette courbe de régression a été calculée en supposant que les données des contraintes suivent une tendance linéaire (équation 14). La variable  $A$  correspond à la pente de la droite,  $z$  est la profondeur, en mètres, et la variable  $B$  est l'ordonnée à l'origine. En supposant que les mesures suivent une distribution normale, alors les limites du niveau de confiances de 95% est égal au double de l'écart-type des variables  $A$  ou  $B$  (Taylor 1997).

$$\sigma_{123} = A[\pm\text{erreur}]z + B[\pm\text{erreur}] \quad [14]$$

Selon Taylor (1997), la meilleur estimation pour la pente ( $A$ ) et l'ordonnée à l'origine ( $B$ ) est déterminée à l'aide des équations 15 et 16. Dans ces équations, le paramètre  $N$  est le nombre de données disponibles,  $D$  est la profondeur à laquelle les mesures ont été prises,  $\sigma$  est la mesure des contraintes et le paramètre  $\Delta$  est une différence de somme des profondeurs défini à l'aide de l'équation 17.

$$A = \frac{N \sum D \sigma - \sum D \sum \sigma}{\Delta} \quad [15]$$

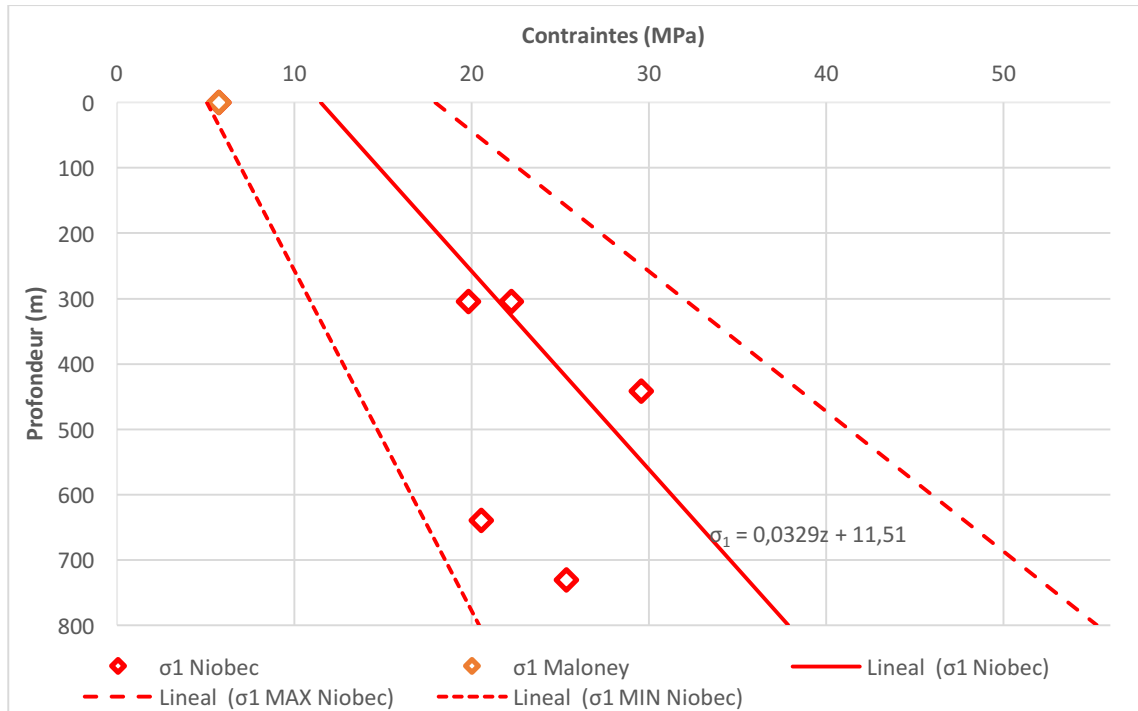
$$B = \frac{\sum D^2 \sum \sigma - \sum D \sum D \sigma}{\Delta} \quad [16]$$

$$\Delta = N \sum D^2 - \left( \sum D \right)^2 \quad [17]$$

L'écart-type pour la pente ( $A$ ) et l'ordonnée à l'origine ( $B$ ) sont déterminées à l'aide des équations 18 et 19. Ici, l'écart-type ( $ET_\sigma$ ) est équivalent à l'erreur dans l'équation 14.

$$ET_A = ET_\sigma \sqrt{\frac{N}{\Delta}} \quad [18]$$

$$ET_B = ET_\sigma \sqrt{\frac{\sum D^2}{\Delta}} \quad [19]$$



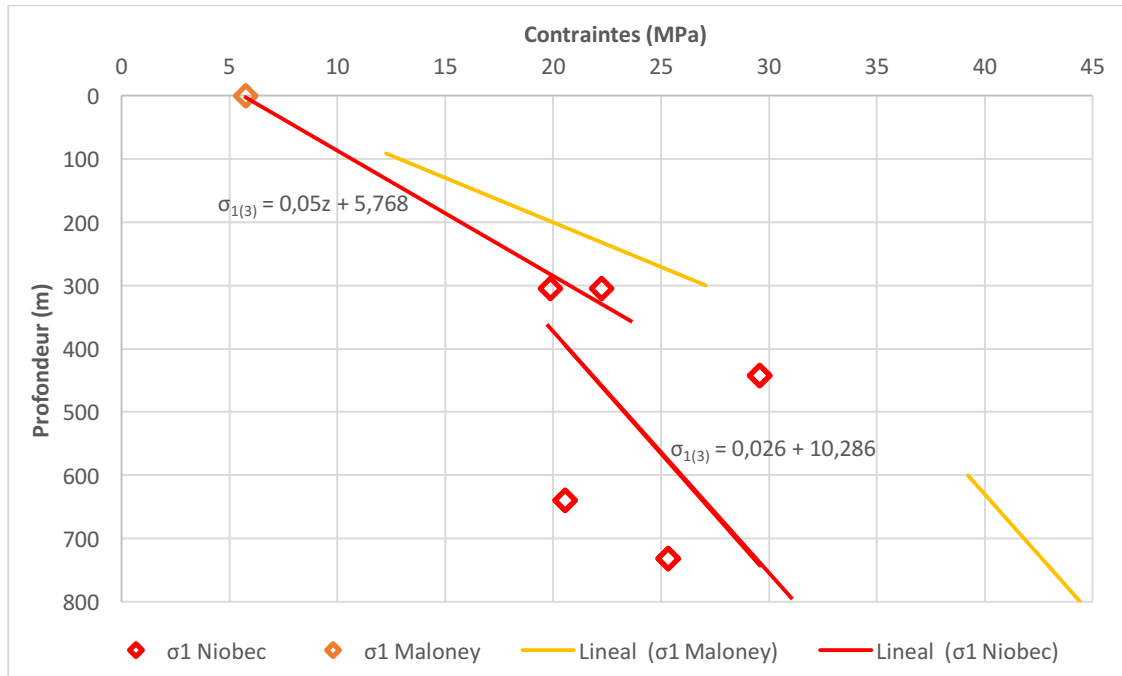
**Figure 21: Prévision de la magnitude de la contrainte principale majeure selon la profondeur (scénario 1)**

L'équation 20 donne la première relation obtenue pour la contrainte principale majeure avec les limites de confiances entre crochets. Dans cette équation et toutes celles qui seront proposées par la suite, la profondeur  $z$  est exprimée en mètres alors que la contrainte est en mégapascal.

$$\sigma_1 = 0,0329[\pm 0,0137]z + 11,51[\pm 6,447] \quad [20]$$

### ***Scénario 2***

Le second scénario pour prédire les contraintes en profondeur est d'utiliser une méthode basée sur l'interprétation de Maloney *et al.* (2006), avec laquelle deux droites de régression ont été déterminées selon les valeurs de Niobec en accord avec ce qui a été proposé par ces auteurs. Ainsi, pour déterminer la magnitude de la contrainte principale majeure avec le second scénario, des droites ont été tracées avec les données de Niobec tout en gardant l'allure générale des droites théoriques de Maloney *et al.* (2006). Pour le domaine 1, une droite qui passe par le centre des valeurs du niveau 1000 de la mine avec la même abscisse que celle de Maloney *et al.* (2006) a été réalisée (figure 22; équation 21). Pour le domaine 3, la droite de Maloney *et al.* (2006) a été adaptée avec les valeurs des niveaux 1450, 2100 et 2400 (figure 22; équation 22).



**Figure 22: Prévision de la magnitude de la contrainte principale majeure selon la profondeur (scénario 2)**

Domaine 1 de 0   350 m :  $\sigma_1 = 0,050z + 5,768$  [21]

Domaine 2 de 350   1000 m :  $\sigma_1 = 0,026z + 10,286$  [22]

Il faut rappeler que Maloney *et al.* (2006) ont proposé une zone de transition entre 300 et 600 mètres dans laquelle le comportement des contraintes *in situ* demeure incertain. Cela peut expliquer les discontinuités observ es entre les deux droites propos es.

### **Scénario 3**

Le dernier scénario pour évaluer les contraintes en profondeur a été fait selon la droite de régression obtenue la plus réaliste. Ainsi, pour la contrainte principale majeure, une droite de régression passant par toutes les valeurs des contraintes obtenues à Niobec a été faite (figure 23; équation 23). Comme aucune données de mesure n'était disponible entre la surface et le niveau de 1000, les informations propos es par Maloney *et al.* (2006) ont été utilis es pour la profondeur de zéro. On remarque avec ce scénario que le gradient

(pente de la droite) obtenu pour cette contrainte est le même que celui obtenu avec le premier scénario d'évaluation des contraintes.

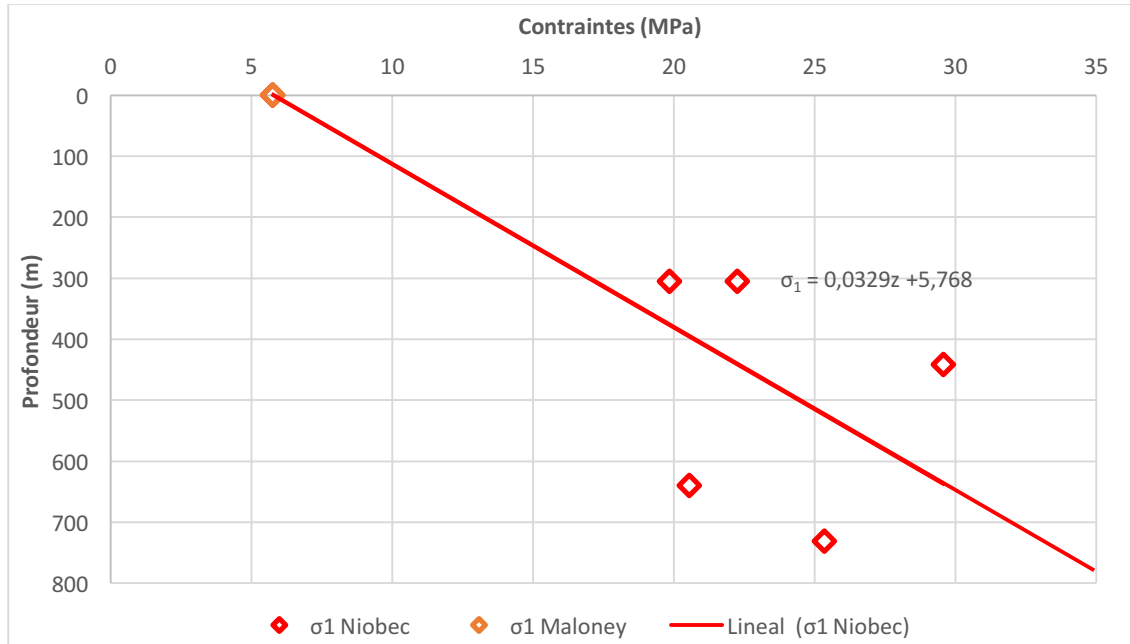


Figure 23 : Prévision de la magnitude de la contrainte principale majeure selon la profondeur (scénario 3)

$$\sigma_1 = 0,0329z + 5,768 \quad [23]$$

### 3.3.1.2 Orientation

La contrainte principale majeure est orient e selon l'attitude moyenne observ e aux niveaux 1000, 1450 et 2100, soit 069/03 (figure 24). C'est pour cette contrainte que les données de Niobec donnent la meilleure corélation entre les niveaux, en excluant la valeur obtenue au niveau 2400. De plus, ces données correspondent bien à celles du Bouclier canadien (Arjang et Herget 1997; Maloney *et al.* 2006).

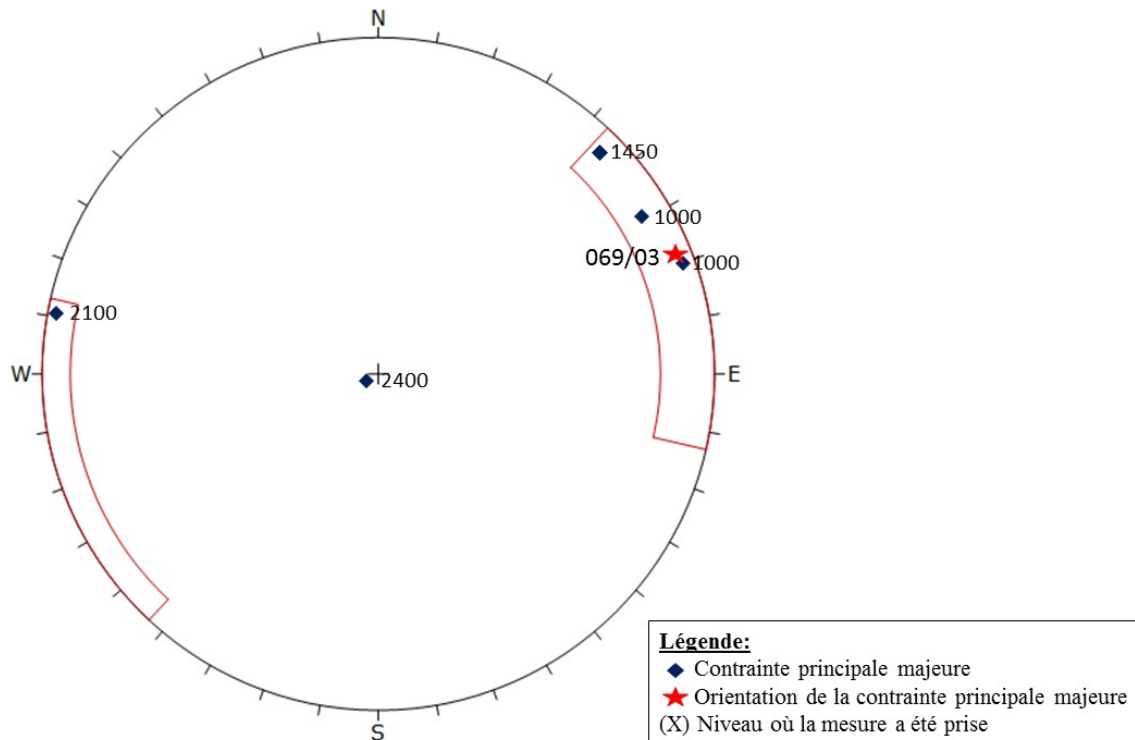


Figure 24: Orientation de la contrainte principale majeure du massif rocheux de Niobec

### 3.3.2 Contraintes principales intermédiaires ( $\sigma_2$ )

Les données servant à prédire les relations pour la contrainte principale intermédiaires sont présentées dans le tableau 19.

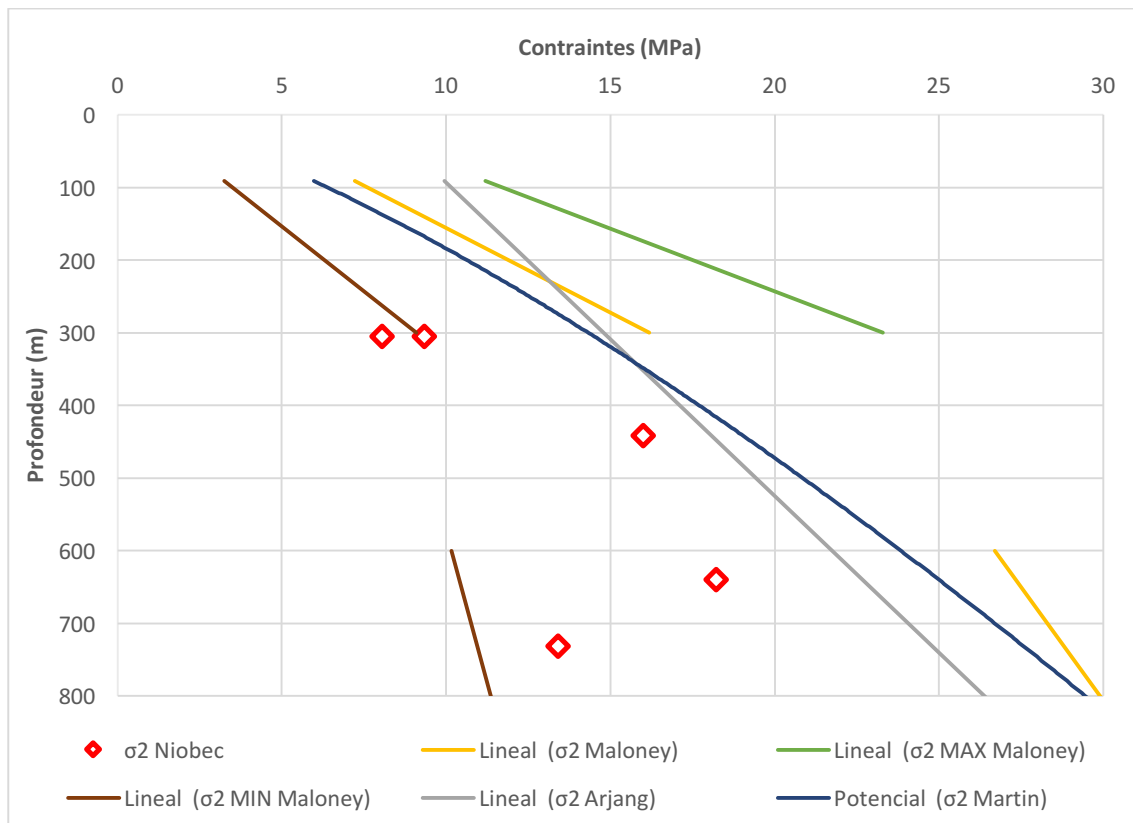
Tableau 19: Valeurs de la contrainte principale intermédiaire du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur

Niveau	1000	1000	1450	2100	2400
Magnitude	8,05MPa	9,35MPa	16,0MPa	18,21MPa	13,41MPa
Orientation	161/32	249/85	138/38	013/81	070/05

#### 3.3.2.1 Magnitude

Les courbes des données empiriques proposées par différents auteurs (figure 25) proviennent des équations présentées à l'annexe 4. Les valeurs de la contrainte principale intermédiaire ( $\sigma_2$ ) de Niobec (figure 25) suivent la courbe empirique de Martin *et al.*

(2003); malgré que les valeurs soient légèrement inférieures à celles proposées par Martin *et al.* 2003, sauf pour le niveau 2400 où on observe un écart important. Les valeurs mesurées à Niobec semblent généralement plus faibles que celles d'Arjang et Herget (1997). Les valeurs de la contrainte principale intermédiaire suivent les limites inférieures du niveau de confiance de 95% de la courbe empirique de Maloney *et al.* (2006) pour les données du niveau 1000 (305m), alors que les valeurs des niveaux 1450 (442m), 2100 (640m) et 2400 (732m) sont comprises entre la limite inférieure du niveau de confiance de 95% et la courbe empirique proposée par les auteurs.



**Figure 25: Valeurs de la contrainte principale intermédiaire du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur**

Pour déterminer la relation pour prédire la contrainte principale intermédiaire, encore une fois, trois différents scénarios ont été étudiés.



### Scénario 1

Tout d'abord, une droite de régression linéaire passant par les valeurs des niveaux 1000, 1450 et 2100 et par zéro a été construite à l'aide de la méthode de Taylor (Taylor 1997; figure 26; équation 24). Les lignes discontinues montrent les limites de confiance de 95%. La valeur du niveau 2400 n'a pas été incluse dans le calcul de la droite de régression étant donné que le gradient obtenu était beaucoup trop faible en considérant cette valeur.

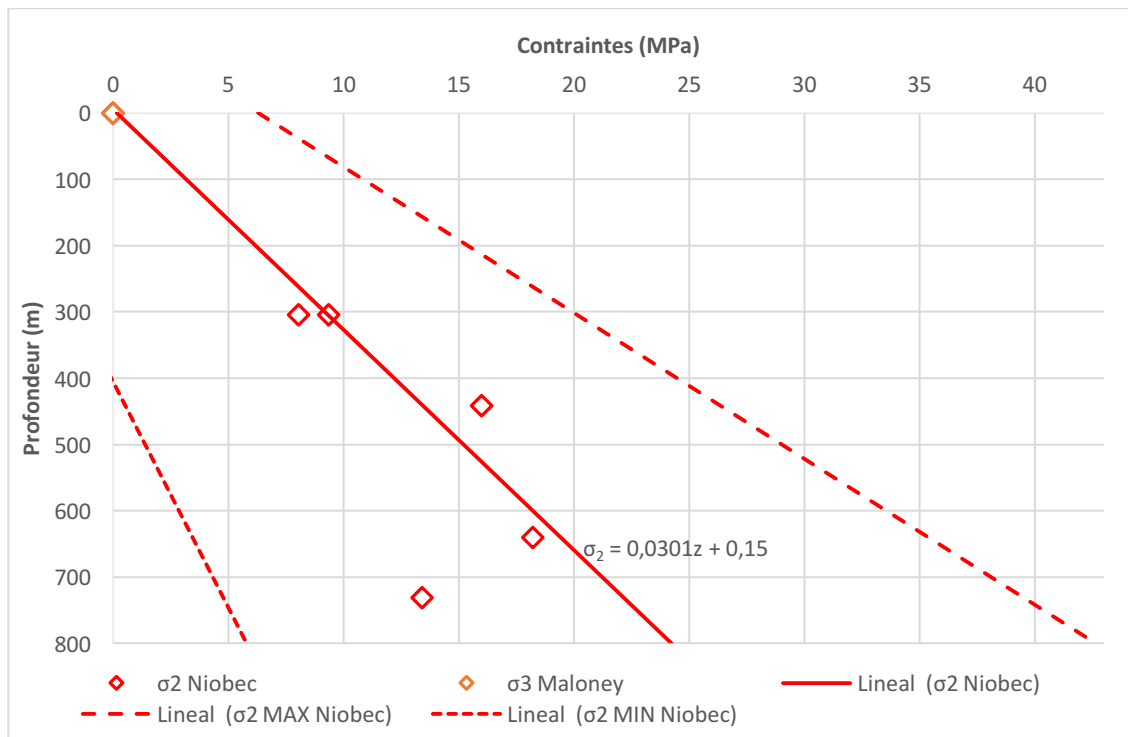


Figure 26: Prévision de la magnitude de la contrainte principale intermédiaire selon la profondeur (scénario 1)

Les valeurs entre crochets de l'équation 24 indiquent le niveau de confiance des valeurs. On constate ici que la pente de la droite propos e est semblable à la valeur du poids des terrains ( $\sigma_z = \gamma z$ ) de Niobec qui est de  $0,028 \text{ kg/m}^2\text{s}^2$ .

$$\sigma_2 = 0,0301[\pm 0,0145]z + 0,15[\pm 6,124] \quad [24]$$

## Scénario 2

De la même manière que pour la contrainte principale majeure, les domaines 1 et 3 suggérés par Maloney *et al.* (2006) ont été utilisés pour proposer les relations de la contrainte principale intermédiaire. Pour le premier domaine, une droite qui passe par la moyenne des deux valeurs du niveau 1000 de la mine ainsi que par l'ordonnée à l'origine a été construite (figure 27; équation 25). Pour le troisième domaine, une droite de régression a été tracée selon les trois valeurs des niveaux inférieurs (figure 27; équation 26). Il est intéressant de noter ici que les relations obtenues à l'aide de cette méthode nous donnent précisément la valeur de la densité de la roche de Niobec ( $0,028 \text{ kg/m}^2\text{s}^2$ ). Pour cette contrainte, une seule droite aurait pu être construite selon cette méthode étant donné que les deux relations obtenues se rapprochent considérablement.

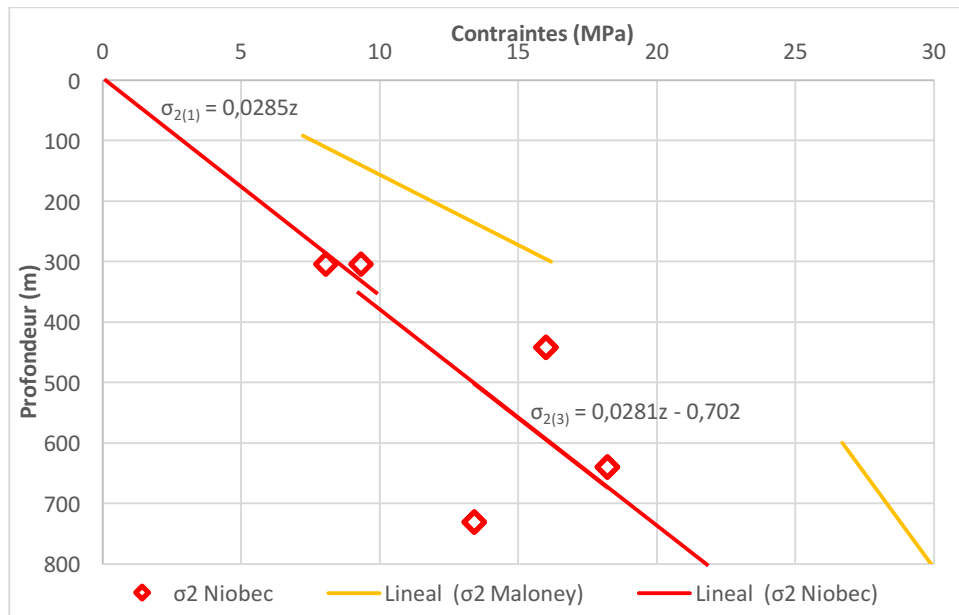


Figure 27: Prévision de la magnitude de la contrainte principale intermédiaire selon la profondeur (scénario 2)

Domaine 1 de 0 à 350 m :  $\sigma_2 = 0,0285z$  [25]

Domaine 2 de 350 à 1000 m :  $\sigma_2 = 0,0281z - 0,702$  [26]

### Scénario 3

Le troisième scénario pour l'évaluation de la contrainte principale intermédiaire se base sur la droite de régression linéaire obtenue en considérant toutes les valeurs des essais de mesures de contraintes *in situ* effectués à la mine. Puisque cette contrainte est très proche de la contrainte verticale, il a été considéré que la droite devait passer par l'origine (figure 28; équation 27).

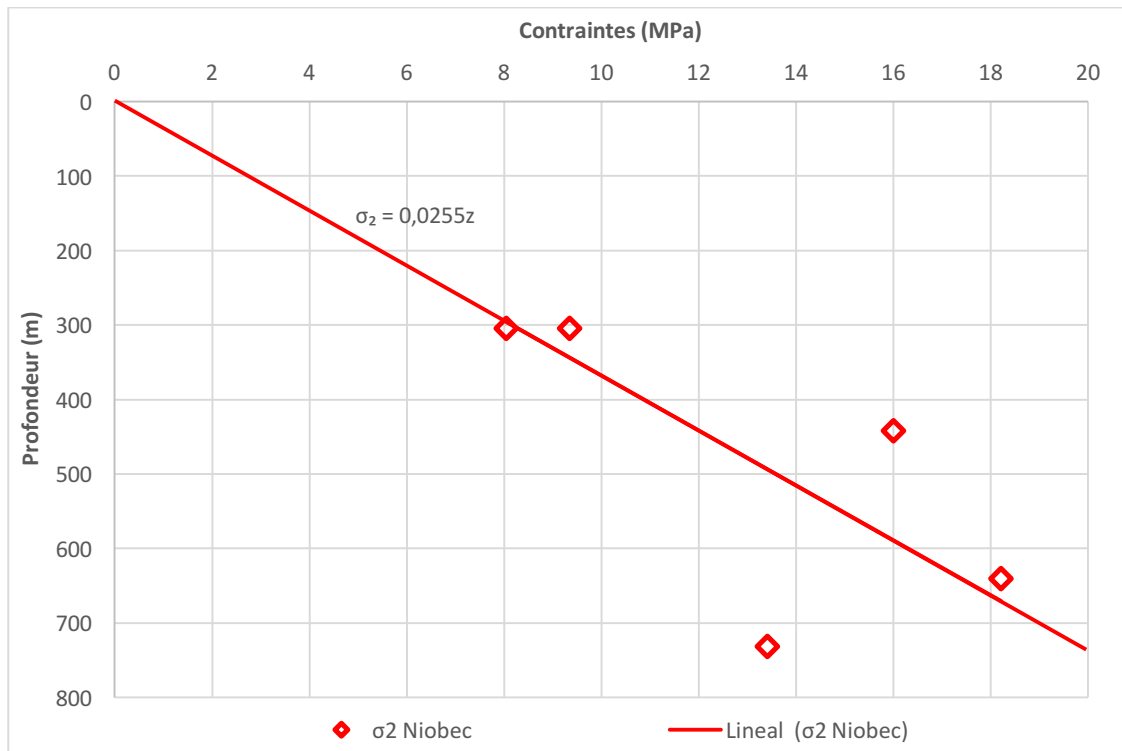


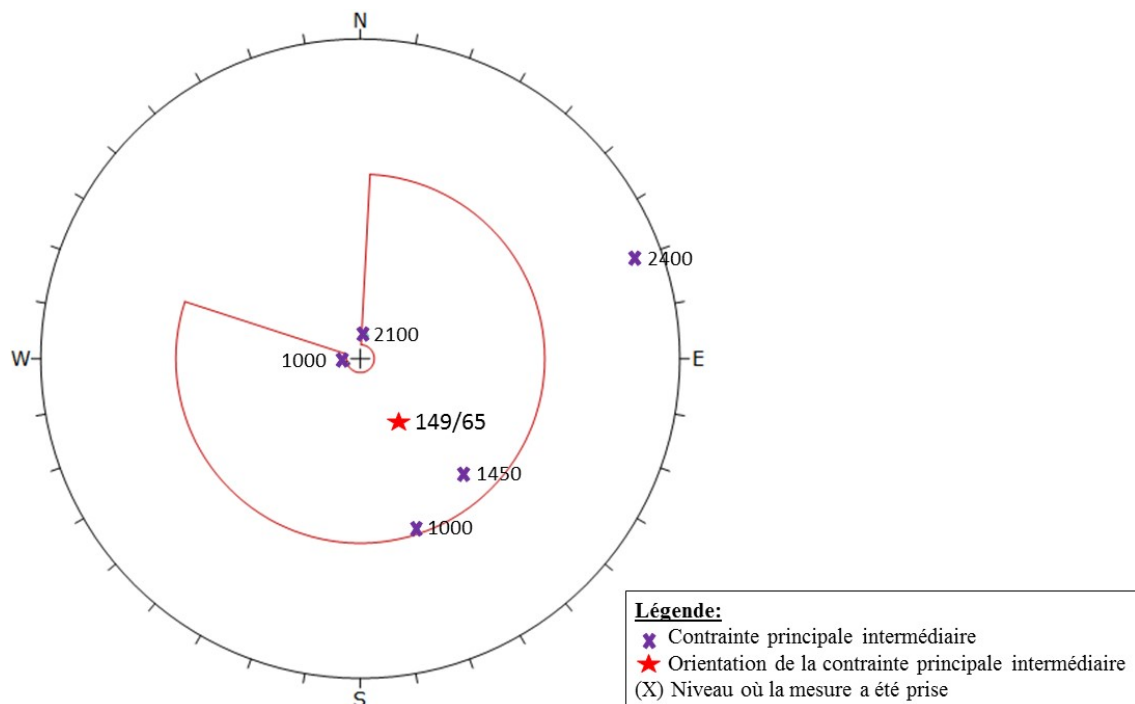
Figure 28 : Prédiction de la magnitude de la contrainte principale intermédiaire selon la profondeur (scénario 3)

$\sigma_2 = 0,0255z$  [27]

En comparant ces trois scénarios, on voit que les résultats sont très semblables et on peut considérer la contrainte verticale comme étant celle du scénario 3 puisqu'elle considère toutes les valeurs obtenues à la mine pour la contrainte principale intermédiaire.

### 3.3.2.2 Orientation

La contrainte principale intermédiaire est orientée selon l'attitude moyenne observée aux niveaux 1000, 1450 et 2100, soit 149/65 (figure 29). Ces données correspondent bien à celles du Bouclier canadien pour l'orientation de la contrainte principale mineure (Arjang et Herget 1997; Maloney *et al.* 2006).



**Figure 29: Orientation de la contrainte principale intermédiaire du massif rocheux de Niobec**

### 3.3.3 Contraintes principales mineures ( $\sigma_3$ )

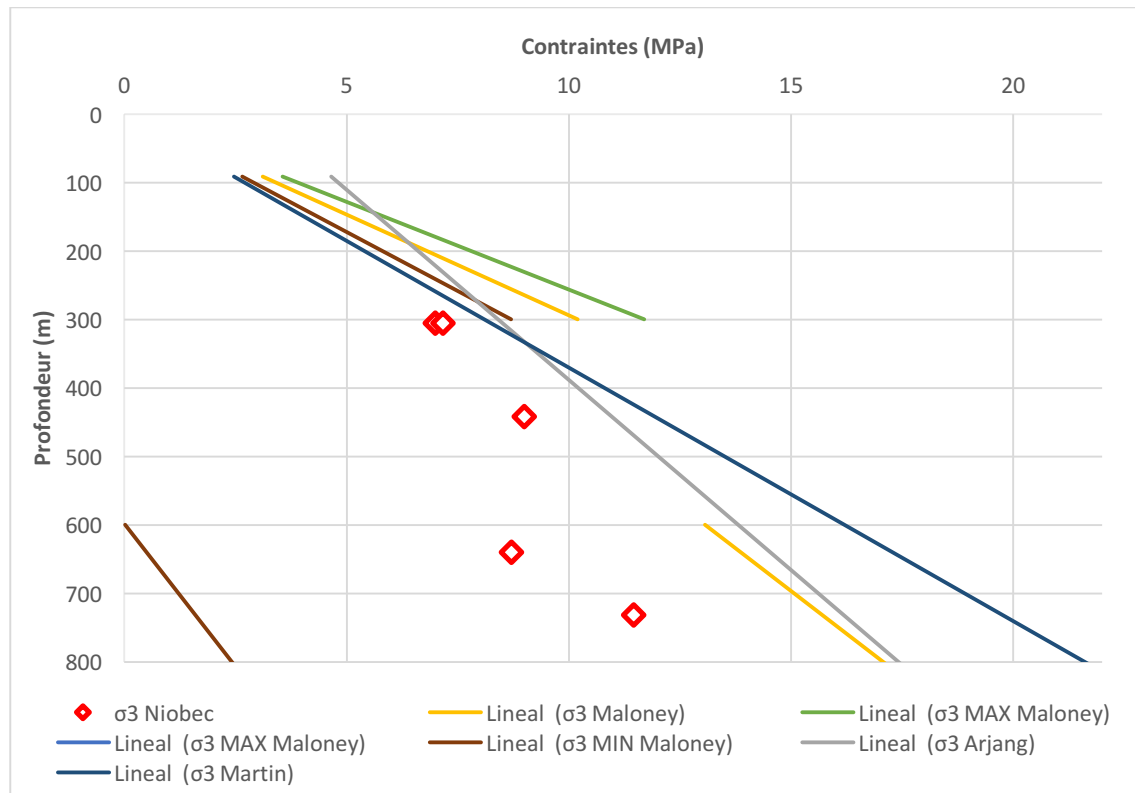
Les différentes valeurs utilisées pour déterminer les relations entre la contrainte principale mineure et la profondeur sont présentées dans le tableau 20.

**Tableau 20: Valeurs de la contrainte principale mineure du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur**

<b>Niveau</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1450</b>	<b>2100</b>	<b>2400</b>
<b>Magnitude</b>	7,00MPa	7,17MPa	9,1MPa	8,73MPa	11,47MPa
<b>Orientation</b>	338/58	149/01	310/51	191/10	161/00

### 3.3.3.1 Magnitude

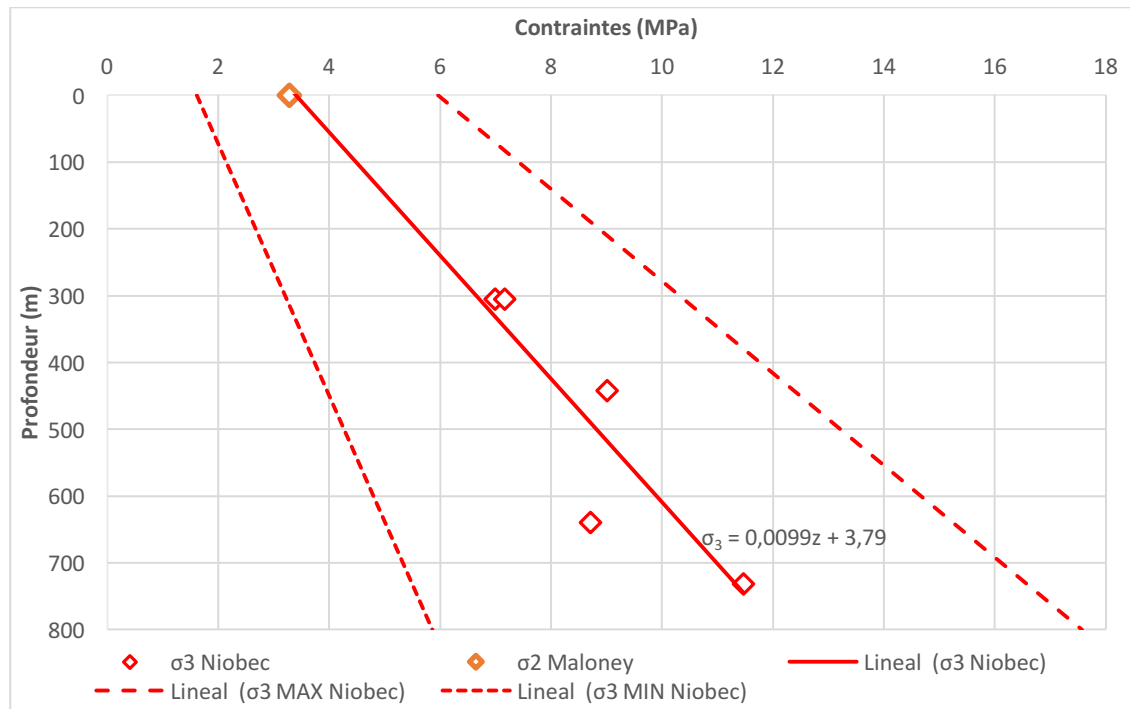
En comparant les données de la contrainte principale mineure avec les données empiriques proposées par les différents auteurs (figure 30), on s'aperçoit qu'elles sont comparables aux valeurs d'Arjang et Herget (1997) pour les deux niveaux supérieurs et elles sont plus faibles pour les niveaux inférieurs de la mine. En comparant ces même valeurs avec les données de Martin *et al.* (2003), celles des niveaux 1000 (305m) et 1450 (442m) suivent plutôt bien la courbe empirique proposée par les auteurs, alors que les valeurs de la contrainte principale majeure des niveaux 2100 (640m) et 2400 (732m) sont inférieures à celles proposées par Martin *et al.* (2003). Les valeurs des contraintes principales mineures sont plus faibles que les limites inférieures du niveau de confiance de 95% de la courbe proposée par Maloney *et al.* (2006) pour les valeurs des niveaux 1000 (305m) et 1450 (442m), alors que les valeurs des niveaux 2100 (640m) et 2400 (732m) sont légèrement plus faibles que la courbe proposée. Les valeurs des niveaux 2100 et 2400 suivent bien la tendance de la courbe empirique de Maloney *et al.* (2006).



**Figure 30: Valeurs de la contrainte principale mineure du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur**

### ***Scénario 1***

Pour déterminer la première relation pour estimer la contrainte principale mineure, une droite de régression linéaire passant par toutes les valeurs et par l'abscisse à l'origine de la courbe empirique de Maloney *et al.* (2006) pour la contrainte principale intermédiaire a été construite (figure 31; équation 28) à l'aide de la méthode de Taylor (Taylor 1997). La droite passe par ce point parce que, selon Maloney *et al.* (2006), la contrainte principale intermédiaire est horizontale et la contrainte principale mineure est verticale, alors que dans le cas de Niobec, la contrainte principale mineure est horizontale. Dans la plupart du temps, cette valeur de contrainte à la surface n'est pas nulle, donc nous avons utilisé cette valeur comme la contrainte horizontale à la profondeur de zéro.

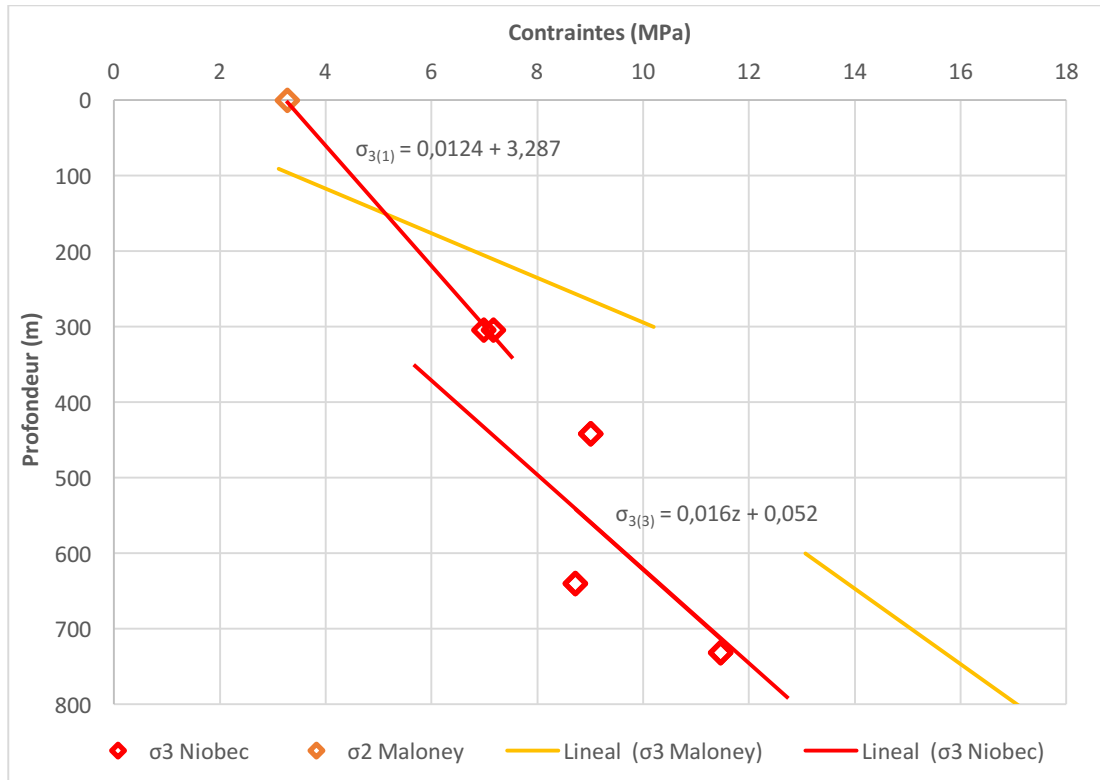


**Figure 31: Prévision de la magnitude de la contrainte principale mineure selon la profondeur (scénario 1)**

$$\sigma_3 = 0,0099[\pm 0,0046]z + 3,79[\pm 2,175] \quad [28]$$

### **Scénario 2**

Le deuxième scénario pour prédire les contraintes en profondeur est basé sur l'interprétation de Maloney *et al.* (2006), selon laquelle deux droites de régression ont été d termin es, selon les domaines 1 et 3. Ainsi, pour déterminer la magnitude des contraintes principales mineures avec cette méthode, des courbes ont été faites avec les données de Niobec tout en gardant l'allure générale des courbes théoriques de Maloney *et al.* (2006). Pour le premier domaine, une droite qui passe par le centre des valeurs du niveau 1000 de la mine avec la même abscisse que pour la contrainte principale intermédiaire de Maloney *et al.* (2006) fut  labor e (figure 32; équation 29). Pour le troisième domaine, la courbe théorique pour les contraintes principales intermédiaires de Maloney *et al.* (2006) a été adapt e aux valeurs des niveaux 1450, 2100 et 2400 (figure 32; équation 30).



**Figure 32: Prévision de la magnitude de la contrainte principale mineure selon la profondeur (scénario 2)**

Domaine 1 de 0   350 m :  $\sigma_3 = 0,0124z + 3,287$  [29]

Domaine 2 de 350   1000 m :  $\sigma_3 = 0,016z + 0,052$  [30]

Rappelons que Maloney *et al.* (2006) ont proposé une zone de transition, entre 300 et 600 mètres, qui peut expliquer les discontinuités observ es entre les deux courbes propos es car le comportement des contraintes demeure incertain dans cette zone.

### **Scénario 3**

Pour évaluer la contrainte principale mineure selon la dernière méthode, une droite de régression passant par toutes les valeurs des contraintes obtenues à Niobec a été faite en considérant la même intersection avec l'axe horizontale de la courbe du domaine 3 de Maloney *et al.* (2006; figure 33; équation 31).



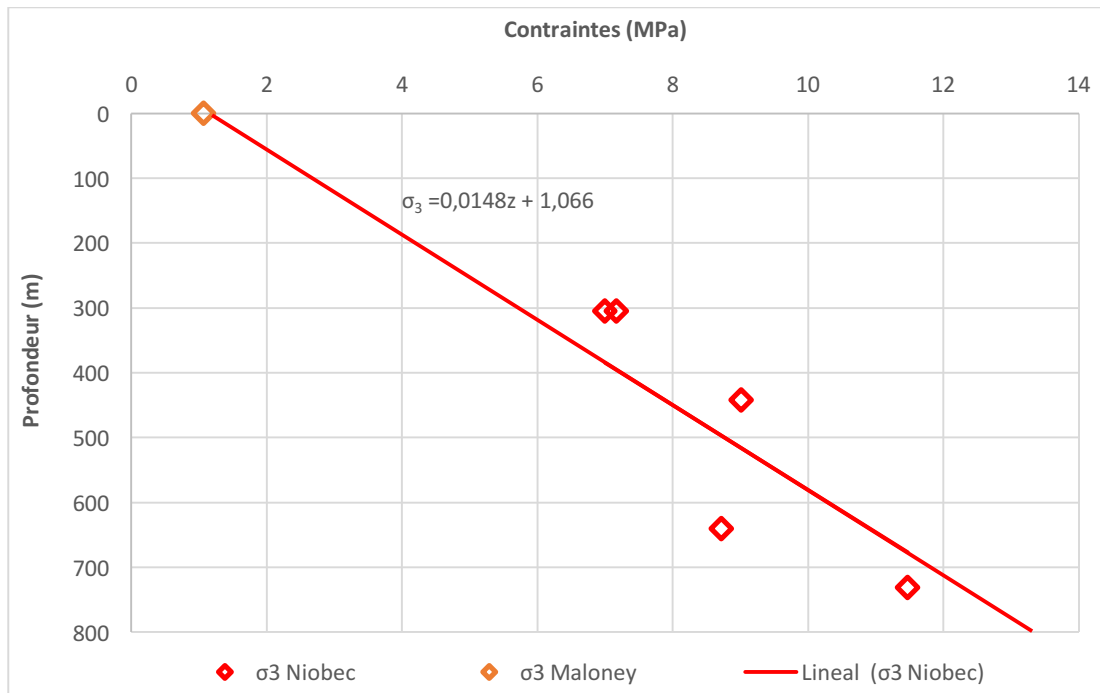
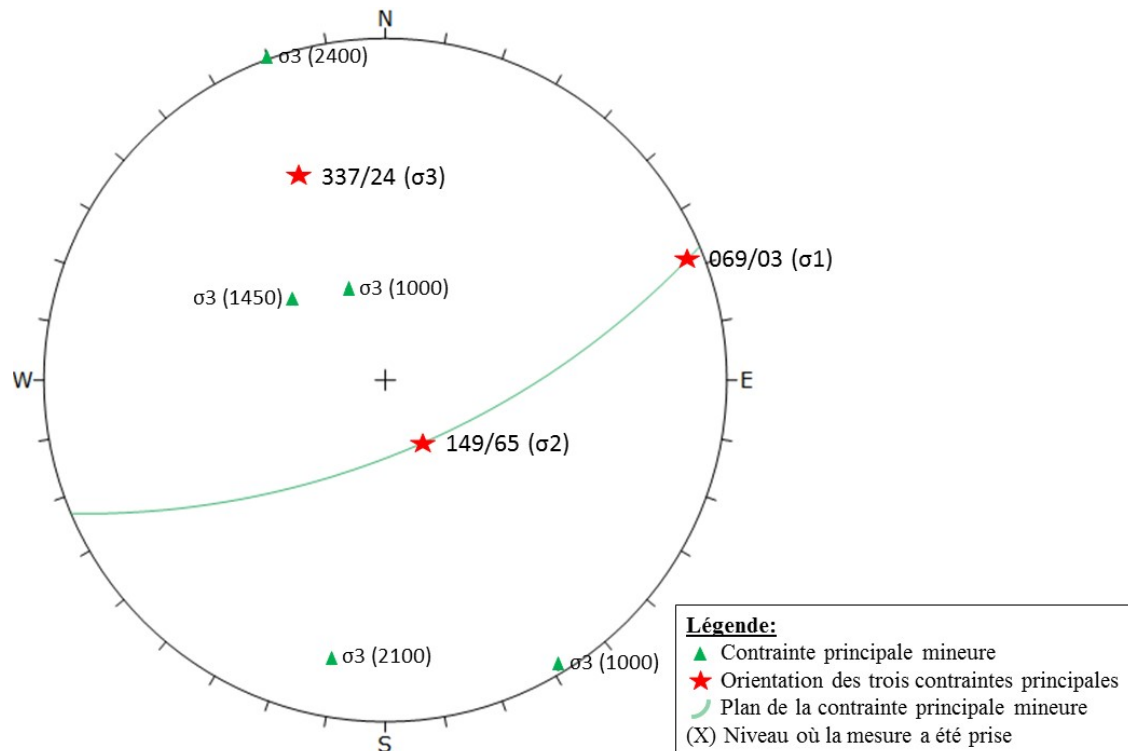


Figure 33 : Prévision de la magnitude de la contrainte principale mineure selon la profondeur (scénario 3)

$$\sigma_3 = 0,0148z + 1,066 \quad [31]$$

### 3.3.3.2 Orientation

Comme le tenseur de contraintes possède trois composantes orthogonales entre elles et que les orientations de la contrainte principale majeure et de la contrainte principale intermédiaire sont celles qui ont donné les valeurs les plus constantes, l'orientation de la contrainte principale mineure a été adapt e aux autres valeurs sur la base que cette contrainte doit être perpendiculaire aux deux autres contraintes. Pour trouver cette valeur, un plan qui passe par les contraintes principales majeure et intermédiaire est tracé sur le stéréogramme. Le pôle de ce plan donne l'orientation de la contrainte principale mineure qui est 337/24 (figure 34).



**Figure 34: Orientation de la contrainte principale mineure du massif rocheux de Niobec**

### 3.3.4 Discussion sur les contraintes *in situ*

Cette analyse des données sur les contraintes présentes dans le massif rocheux de Niobec a permis de déterminer trois scénarios possibles pour évaluer comment les contraintes évoluent en profondeur. Dans ce projet, il a été déterminé que les contraintes à utiliser pour la modélisation numérique sont celles obtenues à partir du troisième scénario. Ce scénario a été choisi puisqu'il donne des résultats plus près de la réalité selon les connaissances du terrain.

L'annexe 5 présente une comparaison entre les contraintes principales et les contraintes horizontales et verticale. Selon l'orientation des contraintes principales, on conclut qu'effectivement la contrainte principale majeure est représentée par la contrainte horizontale maximale, que la contrainte principale mineure est représentée par la contrainte

horizontale minimale et que la contrainte principale intermédiaire est représentée par la contrainte verticale. Cette conclusion est vraie autant pour la magnitude des contraintes que pour leur orientation. Cela est différent de ce qui a été observé ailleurs dans le Bouclier canadien où la contrainte principale mineure est verticale et la contrainte principale intermédiaire est la contrainte horizontale mineure.

## CHAPITRE 4 - MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES CHANTIERS

Dans ce chapitre, les différentes méthodes d'analyse numérique seront présentées. Par la suite, la méthodologie qui a été utilisée pour analyser la stabilité des chantiers à l'aide du logiciel *FLAC3D* sera décrite. Puis, les techniques d'évaluation de la stabilité qui ont été choisies seront élaborées avant de présenter les résultats obtenus à la fin du chapitre.

### 4.1 Méthodes numériques

Les méthodes d'analyses numériques sont vouées à être de plus en plus utilisées en mécanique des roches étant donné l'évolution technologique des ordinateurs et des logiciels spécialisés dans chacun des domaines d'ingénierie. En effet, plusieurs techniques de modélisation numérique ont été développées pour diverses applications en géomécanique (Jing et Hudson 2002; Jing 2003). Les méthodes les plus utilisées en mécanique des roches se divisent selon trois groupes, les méthodes pour un milieu continu, les méthodes pour un milieu discontinu et les méthodes hybrides qui combinent l'analyse de deux types de méthodes. Le choix de la méthode numérique dépend de plusieurs facteurs spécifiques au problème, de l'échelle du problème et de la géométrie du système de fractures (Jing et Hudson 2002). Tout d'abord, l'approche du milieu continu est utilisée lorsque le massif rocheux est peu fracturé et que l'ouverture des fractures et le détachement de blocs complets ne sont pas significatifs. Cette méthode peut également être utilisée pour les massifs rocheux avec une densité importante de joints, si bien qu'on peut considérer le

massif comme un massif homogène. Pour cette approche, les logiciels utilisent trois différentes méthodes, soit les différences finies, les éléments finis ou les éléments frontières (Jing et Hudson 2002). L'approche du milieu discontinu est préférable lorsque le massif rocheux est fracturé et que les instabilités dans le massif rocheux sont liées à l'existence de ces fractures, comme par exemple lorsque des déplacements de blocs rocheux en dièdres sont possibles. Un tel milieu est généralement considéré hétérogène. Ces méthodes sont utilisées lorsque les instabilités dans le massif rocheux sont liées aux discontinuités plutôt qu'aux contraintes. Pour cette approche, les logiciels utilisent deux différentes méthodes, soit les éléments distincts ou les réseaux de fractures discrètes (Jing et Hudson 2002). Les désavantages de chaque méthode numérique peuvent être atténués en combinant les modèles du milieu continu et les modèles pour un milieu discontinu pour créer un modèle hybride qui conserve les avantages de chacune des deux méthodes (Jing et Hudson 2002).

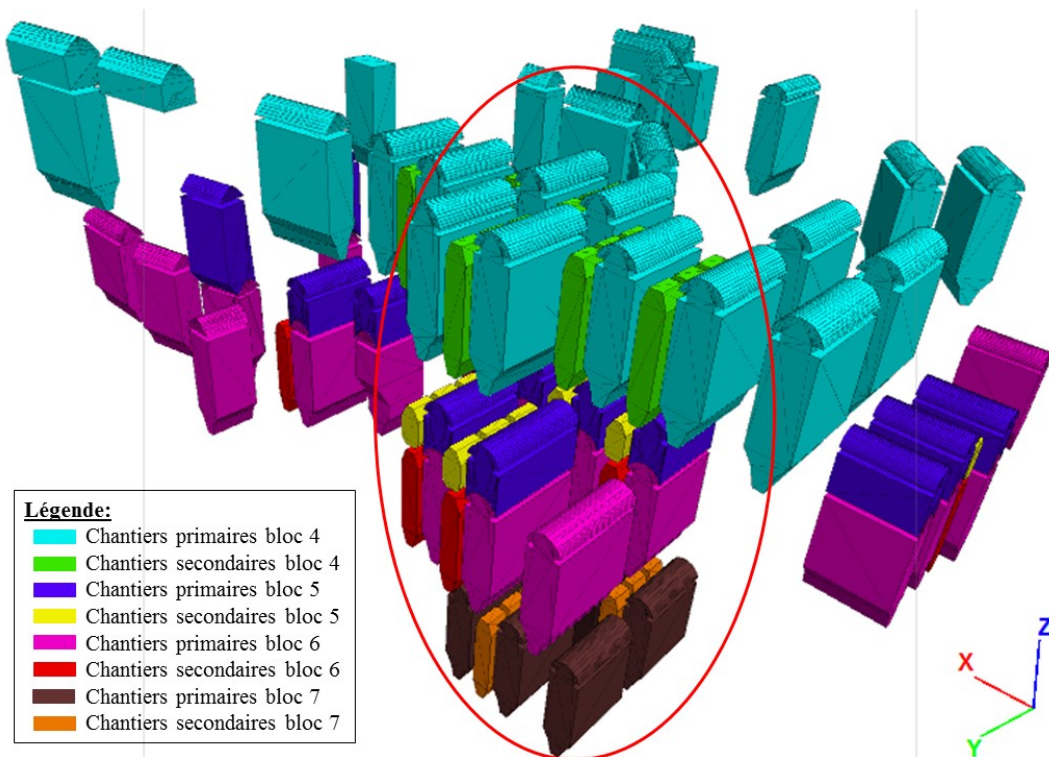
#### 4.1.1 *FLAC3D*

Le logiciel *FLAC3D* a été développé par la compagnie Itasca (Itasca 2011) pour modéliser numériquement le comportement mécanique des milieux continus. Ce logiciel utilise la méthode des différences finies afin de résoudre des équations différentielles partielles à chaque nœud du modèle. Ces équations proviennent des principes généraux de la mécanique du milieu; soit des lois du mouvement, des déformations et des équations constitutives du matériau (Itasca 2013a). Le logiciel *FLAC3D* utilise une méthode explicite de volumes finis, ce qui lui permet de résoudre les équations algébriques peu importe la forme géométrique des éléments et leurs propriétés, tout comme les éléments finis. L'avantage le plus important de cette méthode est que le logiciel ne procède pas par

itération afin de calculer les contraintes du modèle. Cela demande ainsi à l'ordinateur moins d'effort par pas de temps; de plus, moins de mémoire est nécessaire car le logiciel ne calcule pas à l'aide de matrices et il n'y a pas de limitations quant à la bande passante. Le désavantage de cette méthode est que comme les pas de temps sont de courte durée, cela signifie qu'un nombre important d'étapes de calcul doit être réalisées avant d'atteindre l'équilibre. En général, les méthodes explicites sont bonnes pour les systèmes instables, ou lorsque des instabilités sont possibles comme dans le cas de Niobec.

#### **4.2 Méthodologie de la modélisation des chantiers**

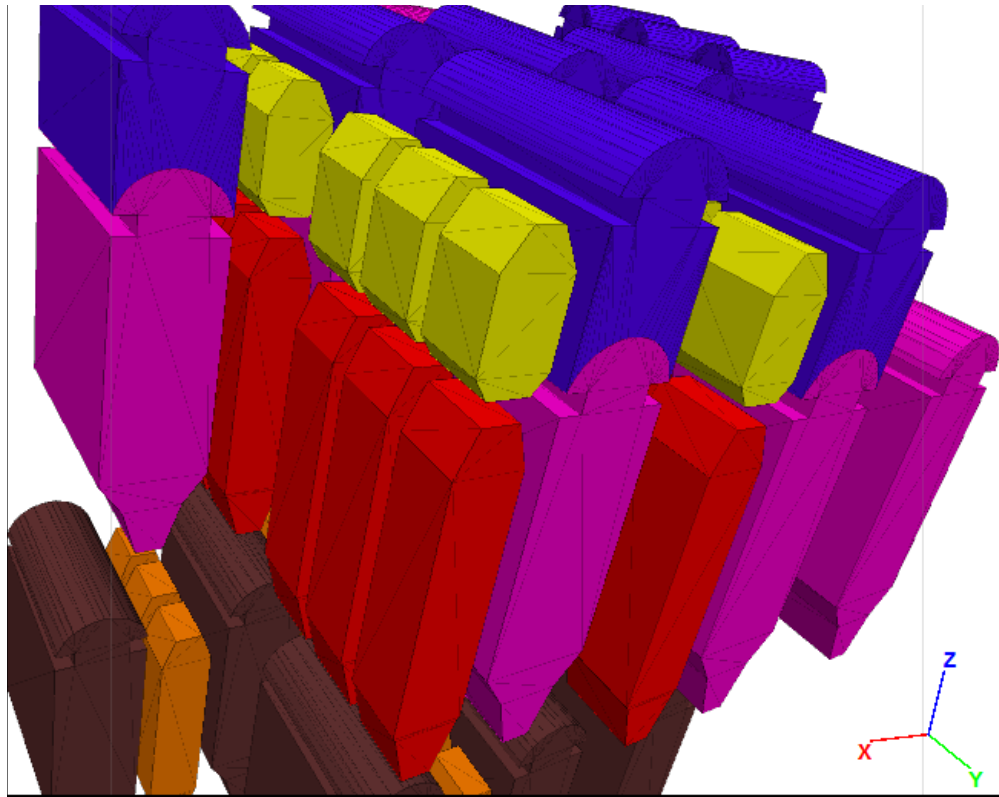
L'objectif de la modélisation numérique est de déterminer la possibilité d'exploiter les chantiers secondaires en considérant la présence de remblai en pâte dans les chantiers primaires déjà exploités. Étant donné le temps de calcul que prend un ordinateur pour effectuer la modélisation, il n'est pas possible de modéliser tout le massif rocheux de Niobec. C'est pourquoi un secteur qui sera bientôt exploité avec une forte densité de chantiers a été choisi (figure 35). Les plans des chantiers placés dans l'annexe 6 permettent de visualiser la mine en trois dimensions.



**Figure 35: Représentation en 3 dimensions des chantiers des blocs 4 à 7 de Niobec**

#### 4.2.1 Géométrie du modèle

Lors d'une modélisation numérique, la première étape à compléter est de créer la géométrie du modèle selon les dimensions de la mine en générant une grille de maillage. Pour ce faire, onze chantiers primaires ont été générés dans le modèle pour le bloc 4, ainsi que sept chantiers primaires pour le bloc 6 et six chantiers primaires pour le bloc 5. D'autre part, quarante-six chantiers secondaires ont été créés dont dix-huit pour le bloc 4, quinze pour le bloc 6 et treize pour le bloc 5. Chacun des chantiers secondaires est séparé des autres chantiers par des piliers verticaux de part et d'autre (figure 36; figure A29; figure A32).



**Figure 36: Représentation en 3 dimensions d'une partie des chantiers primaires et secondaires de Niobec; les chantiers primaires ont des toits en dôme alors que les chantiers secondaires ont des toits en forme de trapèze**

Étant donné la complexité du logiciel *FLAC3D*, les fichiers ont été générés selon des formes géométriques simples et elles ont été attachées à la toute fin à l'aide d'une commande pour éviter que le modèle se déplace au contact des différentes formes créées. Les chantiers primaires et les chantiers secondaires ont été créés selon les mêmes dimensions que celles du fichier AutoCAD fourni par Niobec. Ces dimensions ont été mentionnées dans la section 2.2.

#### *4.2.2 Paramètres géomécaniques et propriétés du modèle*

Lorsque les chantiers ont été générés, il faut choisir le modèle constitutif qui sera utilisé et entrer dans le logiciel les propriétés du massif rocheux en fonction du modèle choisi. Treize modèles de comportement sont disponibles dans le logiciel *FLAC3D* et de



nouveaux modèles peuvent être créés à l'aide du langage de programmation FISH. Puisque les modèles qui sont intéressants pour la modélisation de Niobec existent déjà, cette fonction ne sera donc pas nécessaire. De ces treize modèles, trois ont été appliqués dans les modélisations qui ont été faites. Le premier modèle est celui de Hoek et Brown (Itasca 2013) qui est appliqué sur le massif rocheux de la mine. Ce modèle est principalement utilisé pour un massif rocheux homogène ou un massif rocheux contenant plusieurs discontinuités et qui peut être considéré comme un milieu continu équivalent (Itasca 2013b). Le second modèle qui a été utilisé est le modèle nul qui sert à créer les excavations dans le massif rocheux. Le dernier modèle employé pour la modélisation est celui de Mohr-Coulomb (Itasca 2013b) et il a été appliqué au remblai en pâte. Ce modèle est généralement utilisé pour représenter du matériel granulaire cimenté ou non, du sol, des roches ou du ciment (Itasca 2013b). Il aurait également pu être utilisé pour modéliser le comportement du massif rocheux.

Il faut par la suite définir les propriétés des matériaux des différents modèles utilisés. Toutes les propriétés géomécaniques des matériaux ont été présentées à la section 2.6.2. Pour les propriétés élastiques des matériaux, le logiciel *FLAC3D* utilise les modules d'élasticité volumétrique ( $K$ ) et de cisaillement ( $G$ ), plutôt que le module de Young ( $E$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ). Les équations 32 et 33 définissent comment calculer ces modules d'élasticité en fonction de  $E$  et de  $\nu$ .

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad [32]$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad [33]$$

Avec les données des paramètres géomécaniques (tableau 9) et celles des propriétés mécaniques de la roche intacte (tableau 2), selon les équations 32 et 33, on détermine les propriétés élastiques du massif qui sont de 37,98 GPa pour le module d'élasticité volumétrique et de 19,58 GPa pour le module de cisaillement. Pour le remblai en pâte, en considérant un coefficient de Poisson de 0,25 et selon le module de Young (tableau 3), on détermine un module d'élasticité volumétrique de 140 MPa et un module de cisaillement de 84 MPa. Comme le coefficient de Poisson du remblai en pâte n'a pas été obtenu lors des essais en laboratoire, la valeur de 0,25 a été choisie, correspondant à un sable avec une densité semblable que celle obtenu pour le remblai de Niobec (Itasca 2013b).

Les propriétés suivantes ont été introduites dans le modèle numérique. Pour le massif rocheux, sa densité est de  $2839 \text{ kg/m}^3$ , son module d'élasticité volumétrique est de 37,98 GPa, son module de cisaillement est de 19,58 GPa et les paramètres relatifs au critère de rupture de Hoek et Brown sont présentés au tableau 21; soit les constantes  $m_b$ ,  $s$  et  $a$  et la contrainte principale mineure ( $\sigma_{3cv}$ ). La résistance en compression uniaxiale de la roche est de 111,71 MPa.

**Tableau 21 : Paramètres du critère de rupture de Hoek et Brown**

<b><math>m_b</math></b>	5,422
<b><math>s</math></b>	0,062
<b><math>a</math></b>	0,501
<b><math>\sigma_{3cv}</math></b>	9,37 MPa

Selon les paramètres géomécaniques du remblai en pâte de la section 2.3.2 du (tableaux 3 et 4), le remblai en pâte a une densité de  $1926,61 \text{ kg/m}^3$ , son module d'élasticité volumétrique est de 140 MPa, son module de cisaillement est de 84 MPa, sa cohésion est

de 0,12 MPa, son angle de frottement est de 29,85 degrés et sa résistance en tension est de 0,11 MPa.

#### 4.2.3 Conditions limites et contraintes *in situ*

Les limites du modèle doivent être placées suffisamment loin afin qu'elles ne soient pas influencées par l'excavation des chantiers. Pour les conditions limites du déplacement, il faut bloquer le déplacement selon toutes directions afin d'empêcher le modèle de bouger dans l'espace. Cette condition aux limites permet de s'approcher de la réalité, puisque le massif rocheux à l'échelle régionale ne permet que des déplacements minimes. Les conditions initiales sont quant à elles les contraintes *in situ* du massif rocheux. Plusieurs options pour les appliquer dans le modèle numérique peuvent être utilisées. Pour la modélisation effectuée, des contraintes constantes ont été initialisées selon les trois axes du modèle. Les valeurs des contraintes utilisées sont celles correspondant à la profondeur du centre du modèle, c'est-à-dire au centre du pilier entre les blocs 4 et 5 soit à une profondeur de 580 mètres. Les contraintes qui ont été utilisées pour le modèle sont celles qui ont été calculées à partir des relations déterminées au chapitre 3 pour les contraintes du scénario 3. Selon l'axe des  $x$  qui est orienté vers l'ouest, la contrainte est de 24,85 MPa, elle est de 9,65 MPa selon l'axe des  $y$  qui est orienté vers le sud alors qu'elle est de 14,79 MPa selon l'axe des  $z$  qui est orienté verticalement. De plus, la force de gravité a été activée dans le modèle, ce qui modifie la contrainte initiale appliquée dans le sens de la profondeur (selon l'axe des  $z$ ). Lors de l'analyse, il faudra tenir compte que les contraintes induites autour du bloc 4 devraient être légèrement plus faibles que celles obtenues, alors que les contraintes induites autour des blocs 5 et 6 devraient être légèrement plus élevées que celles obtenues. Des essais de calcul ont été réalisés au début de la modélisation en appliquant

les contraintes selon les gradients qui ont été déterminé dans le chapitre 3. Cependant le temps de calcul du modèle était alors beaucoup plus long qu'en initialisant des contraintes constantes, et ceci avait pour conséquence que le modèle ne convergeait pas vers la solution. De plus, les contraintes ont été appliquées selon les axes du modèle alors que l'orientation obtenue en analysant les contraintes principales n'est pas tout à fait horizontale ou verticale. Cela a comme conséquence que les contraintes devraient être légèrement inférieures à celles soumises dans le modèle.

#### *4.2.4 Analyse et altérations du modèle*

Lorsque la configuration du modèle est complétée, le modèle doit être lancé afin qu'il soit soumis à tous les paramètres qui ont été introduits et ainsi atteindre un état d'équilibre. Il faut ensuite examiner le comportement du modèle pour s'assurer qu'il réagisse convenablement, c'est-à-dire que les contraintes se modifient selon la réalité; par exemple, la contrainte verticale qui doit être la même que le poids des terres. Si le modèle ne réagit pas selon nos attentes, il faut vérifier les paramètres du modèle et les modifier au besoin. Si le modèle réagit bien, des altérations peuvent être apportées. Dans le cas du modèle de Niobec, les altérations qui seront apportées sont les excavations des chantiers et le remblayage de ces derniers selon des propriétés mécaniques différentes que celles du massif rocheux qui l'entoure. Chaque fois qu'une altération est apportée au modèle, il faut refaire calculer le modèle afin qu'il change son état d'équilibre. Une analyse paramétrique du modèle peut être menée en recommençant toutes ces étapes en utilisant différentes valeurs des paramètres pour évaluer comment le modèle se comporte selon chacun des paramètres.

Pour que le modèle numérique soit le plus près de la réalité possible, les chantiers ont été excavés et remblayés selon la séquence de minage qui a été proposé par Niobec, à savoir avec le même ordre d'excavation et de remblayage des chantiers et le même nombre d'étapes de sautage. L'excavation de chacun des chantiers primaires a été faite selon trois étapes pour le bloc 4 et quatre étapes pour les blocs 5 et 6 où tout le système devait être en équilibre avant de redémarrer une autre étape. Lorsque tous les chantiers primaires ont été excavés, la modélisation du remblai a été faite selon trois ou quatre étapes selon le bloc minier. Pour terminer, les chantiers secondaires ont été excavés selon la séquence de minage proposée par la mine, selon trois étapes de dynamitage pour les blocs 4 et 6 et une étape pour le bloc 5.

#### **4.3 Critères d'évaluation de la stabilité des chantiers**

Principalement deux types d'instabilité peuvent survenir autour des chantiers. Le premier mode de rupture est contrôlé par la force de gravité et les discontinuités géologiques. Des chutes de roches en forme de dièdres peuvent survenir dans un massif rocheux fracturé. Goodman et Shi (1985) ont développé la théorie des blocs pour analyser mécaniquement comment les blocs rocheux peuvent se détacher dans un massif rocheux. Un second mode de rupture est contrôlé par les contraintes présentes autour du chantier. Diederichs (Diederichs et Kaiser 1999; Diederichs 2003) a beaucoup travaillé sur ce sujet alors que plusieurs auteurs abordent le sujet dans leur manuel (Hoek et Brown 1980; Hoek *et al.* 1995; Hoek 2000; Brady et Brown 2004), et d'autres chercheurs ont publié des résultats de leurs travaux de recherche plus récemment sur le sujet (Martin *et al.* 1999; Martin *et al.* 2003; Palmström et Stille 2007; Stille et Palmström 2008). Les dommages

initiaux dépendent des contraintes *in situ* et de la contrainte en compression uniaxiale (figure 37).

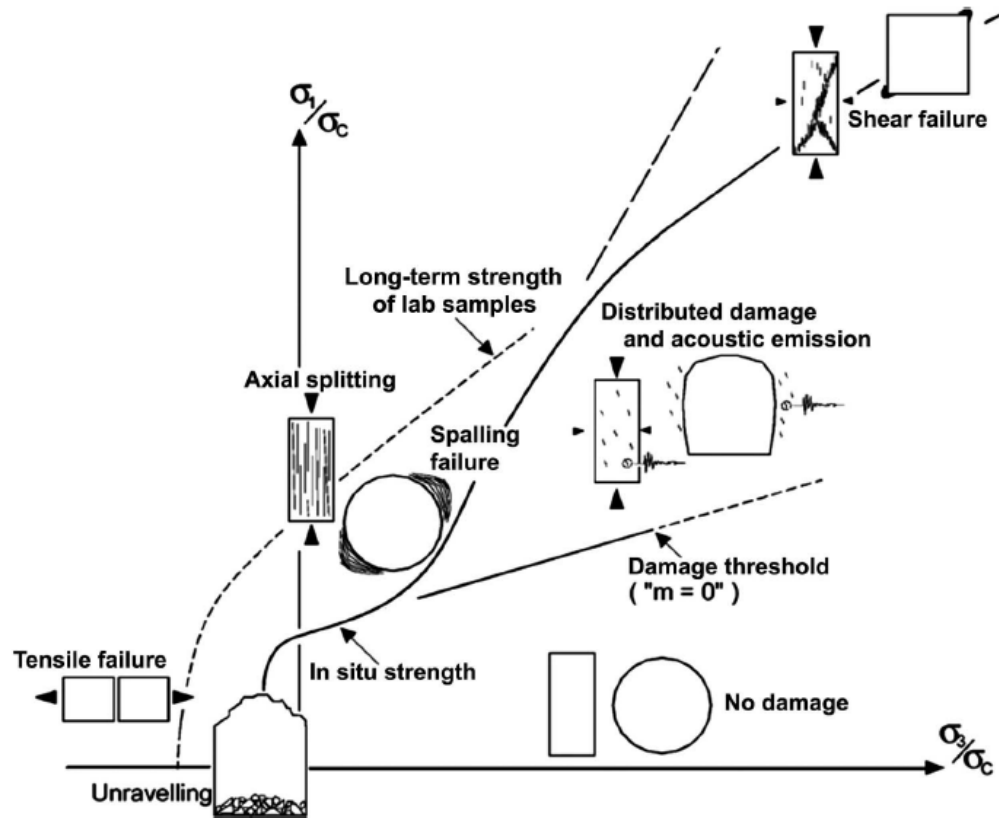


Figure 37: Processus de formation des fissures pour un effondrement dans le massif dû aux contraintes (tirée de Diederichs 2003)

Le logiciel qui a été choisi pour modéliser le comportement géomécanique de Niobec dans le projet de maîtrise n'analyse pas les ruptures du premier type qui sont liées aux discontinuités et à la force de gravité. Pour analyser ce type d'instabilité, il faudrait faire une analyse plus locale de certains secteurs de la mine à l'aide d'un logiciel spécialisé dans les instabilités liées aux discontinuités tel que le logiciel *Unwedge 4.0* de Rocscience (Rocscience 2017). Comme ce type de rupture n'est pas la cause principale des effondrements à Niobec, une attention particulière est donc portée sur l'analyse des instabilités du deuxième type qui sont contrôlées par les contraintes. Suite aux analyses des

modélisations effectuées à l'aide du logiciel *FLAC3D*, pour déterminer si le massif rocheux est en rupture ou s'il est stable, il faut évaluer les critères de rupture les plus importants.

#### 4.3.1 Critères d'endommagement du massif rocheux

Le premier critère pour évaluer la possibilité de rupture du massif rocheux est un ratio utilisé pour déterminer si le massif subi des dommages en cisaillement. C'est le *Brittle Shear Ratio* (BSR) qui se calcule selon l'équation 34 (Shnorhokian *et al.* 2015).

$$BSR = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_{ci}} \quad [34]$$

Si la valeur obtenue pour ce ratio est supérieur à 0,7, la possibilité de rupture en cisaillement est élevée. Comme *FLAC3D* ne mesure pas directement cette valeur, cette équation peut être modifiée afin de déterminer la valeur maximale que peut atteindre la contrainte de cisaillement avant que le massif ne soit en rupture (équation 35).

$$\tau_{max} = \frac{BSR \times \sigma_{ci}}{2} \quad [35]$$

La valeur maximale que peut atteindre la contrainte en cisaillement est de 39,1 MPa. Ce ratio aide donc à évaluer plus facilement les possibilités d'instabilité dû au cisaillement dans le massif rocheux.

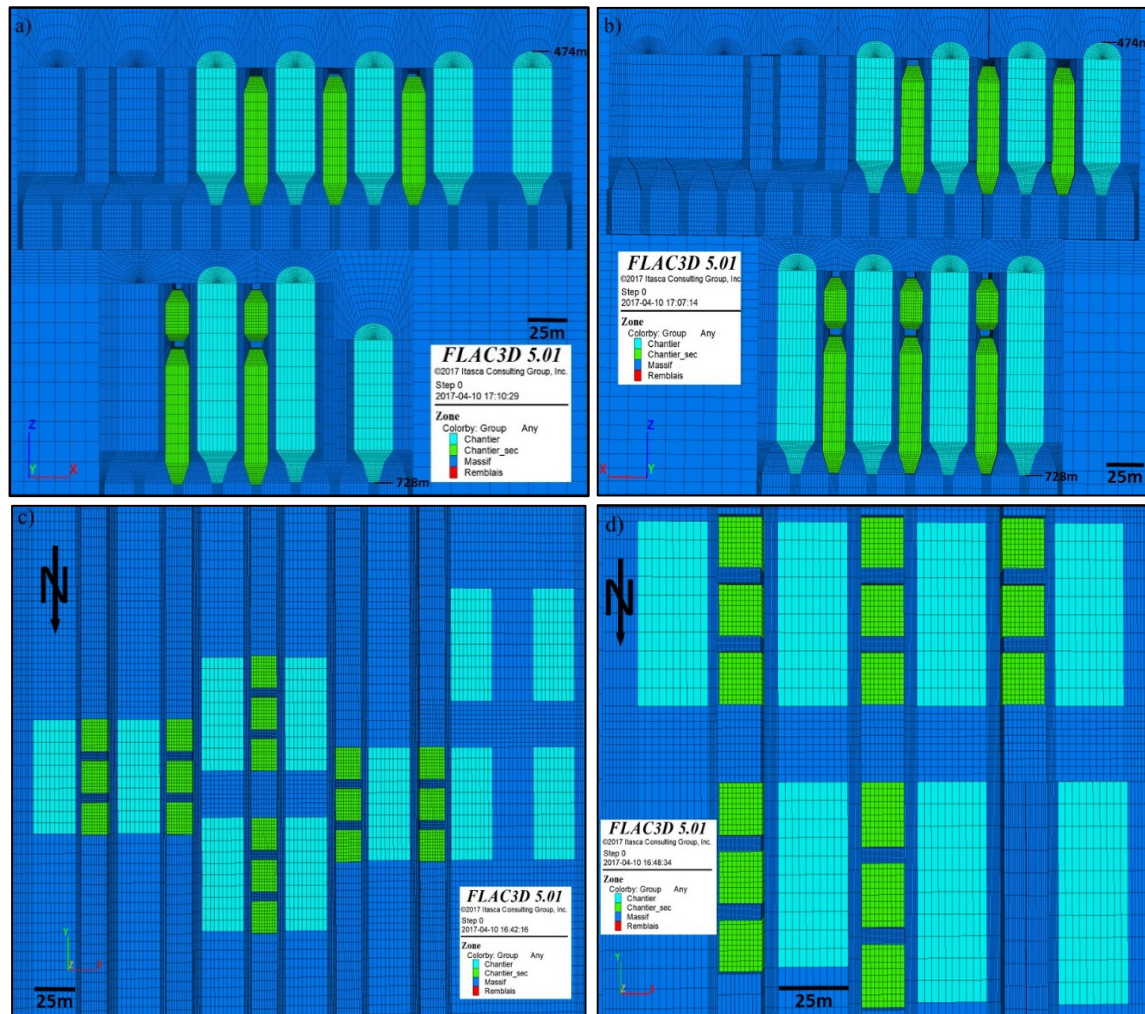
Le second critère qui est évalué est si le massif rocheux présentera une rupture en tension autour des chantiers qui sont excavés. Rappelons que l'excavation des chantiers modifiera les contraintes naturelles qui sont présentes dans le massif rocheux. Ainsi, une rupture en tension survient si la contrainte principale minimale calculée par le logiciel à la suite de l'excavation des chantiers est inférieure à la résistance du massif rocheux qui a été

calculée selon les paramètres mécaniques du critère de rupture de Hoek et Brown, ou bien dans plusieurs cas, tous les endroits qui ont subi une tension sont considérés en rupture. Il faut savoir que le logiciel *FLAC3D* utilise une convention contraire à la convention utilisée normalement en mécanique des roches. Dans les logiciels d'Itasca, la convention veut que les contraintes en tension soient positives et que les contraintes en compression soient négatives. Il faut donc toujours porter une attention particulière afin de ne pas inverser les signes, ce qui modifierait toutes les analyses.

#### **4.4 Évaluation de la stabilité des chantiers de Niobec**

L'idée est de vérifier si la séquence de minage proposée par Niobec est réalisable ou non. Cette étape de modélisation peut être utilisée aussi comme une validation du modèle puisque les chantiers primaires sont actuellement dans un état stable pour le bloc 4. Pour évaluer la stabilité du massif rocheux, on sait que ce sont les piliers qui soutiennent les excavations qui risquent le plus d'être endommagés. Ainsi, c'est près des vides créés dans le massif rocheux que les contraintes varient le plus. Il faut donc évaluer la stabilité dans les piliers verticaux, qui séparent les chantiers d'un même niveau et dans les piliers horizontaux qui séparent les chantiers entre les différents niveaux ou blocs miniers. Des représentations en deux dimensions seront utilisées pour faciliter la compréhension des résultats du modèle (figure 38). Ces différentes coupes sont prises au centre des blocs pour les vues en plan et au centre des rangées de chantiers pour les vues en section.

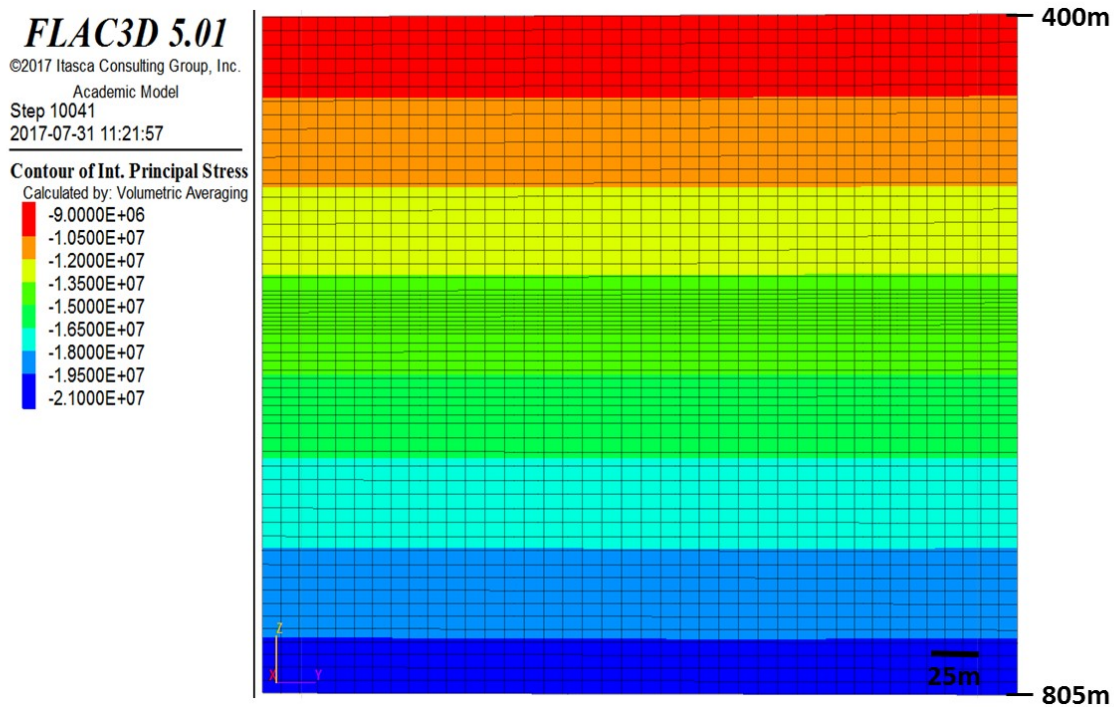




**Figure 38: Représentation des chantiers de Niobec; a) une section des chantiers au nord montrant une vue vers le sud b) une section des chantiers au sud montrant une vue vers le nord; c) une vue en plan des chantiers du bloc 4; d) une vue en plan des chantiers du bloc 6**

Avant de commencer l'analyse des résultats, il est intéressant de vérifier le comportement des contraintes appliquées. Pour ce faire, une méthode efficace est d'analyser le comportement de la contrainte verticale, qui doit varier en fonction du poids des terres. Pour le modèle, la contrainte verticale qui a été appliquée est la contrainte intermédiaire qui est de 14,79 MPa. Cette contrainte a été appliquée au centre du pilier horizontal dans le modèle. Connaissant la densité de la roche et les limites du modèle, des calculs manuels donnent que la contrainte verticale varie entre 9,78 MPa et 21,06 MPa. C'est ce qui a été obtenu également avec la modélisation numérique avant l'excavation des

chantiers (figure 39). Cela confirme donc que les contraintes varient correctement avant l'excavation des chantiers.



**Figure 39: Vue longitudinale du modèle montrant la contrainte principale intermédiaire (contrainte verticale)**

#### 4.4.1 Évaluation de la stabilité des piliers verticaux

Tout d'abord, l'analyse de la stabilité des piliers verticaux sera faite selon le critère de rupture en cisaillement. Tel qu'introduit à la section précédente, ce mode de rupture est évalué à l'aide du BSR (*Brittle Shear Ratio*) qui selon l'équation 35 indique que si la contrainte en cisaillement est supérieure à 39,1 MPa, le massif rocheux sera possiblement en rupture de cisaillement. Les figures 40 à 43 montrent plusieurs vues critiques du modèle. La figure 40 montre une section des chantiers au nord du modèle avec une vue vers le sud, la figure 41 montre une section des chantiers au sud du modèle avec une vue des chantiers vers le nord, la figure 42 est une vue en plan des chantiers du bloc 4 alors que la figure 43

une vue en plan des chantiers du bloc 6. Sur ces figures, on peut observer que la contrainte maximale en cisaillement est de 28 MPa, ce qui est inférieur à la limite de rupture en cisaillement. Selon ces mêmes figures, les zones les plus critiques en cisaillement sont les toits des chantiers des blocs 5, les planchers des blocs 4 et 6 ainsi que le massif rocheux à la limite de l'excavation des chantiers pour les blocs 5 et 6 ainsi que pour certains chantiers du bloc 4. Les zones en cisaillement sont plus importantes au bloc 6 étant donné que les contraintes initiales y sont plus élevées. Des coupes ont donc été faites dans les piliers verticaux du bloc 6 afin d'analyser les valeurs du BSR obtenues aux endroits qui sont le plus critiques dans ces piliers (figures 43 et 44). Le BSR maximal qui est obtenu est de 0,407 ce qui est inférieur à la limite de 0,7 pour atteindre la rupture en cisaillement. On peut observer sur la figure 44 que l'ajout de remblai en pâte dans les chantiers primaires ne modifie pratiquement pas l'intensité des contraintes de cisaillement dans le massif autour des chantiers. De plus, l'excavation des chantiers secondaire diminue légèrement la valeur du BSR. Il peut être conclut que le massif est stable quant à la rupture en cisaillement et que le remblai a peu d'influence sur ce critère de rupture.



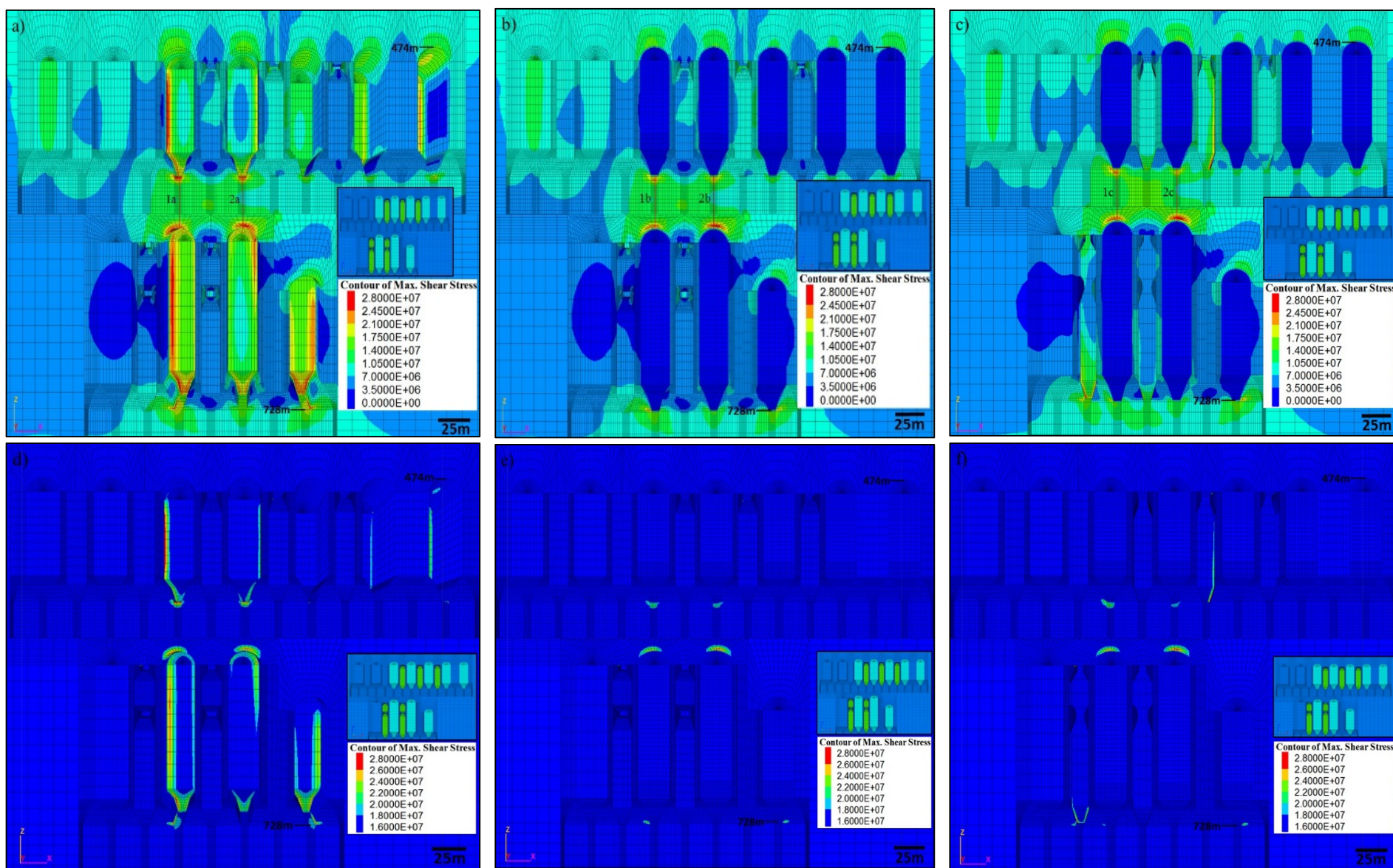


Figure 40: Représentation en section des contraintes en cisaillement des chantiers au nord montrant une vue vers le sud; a), b) et c) les contraintes en cisaillement totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en cisaillement supérieures à 20 MPa sont représentées; en a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; en b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; en c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés



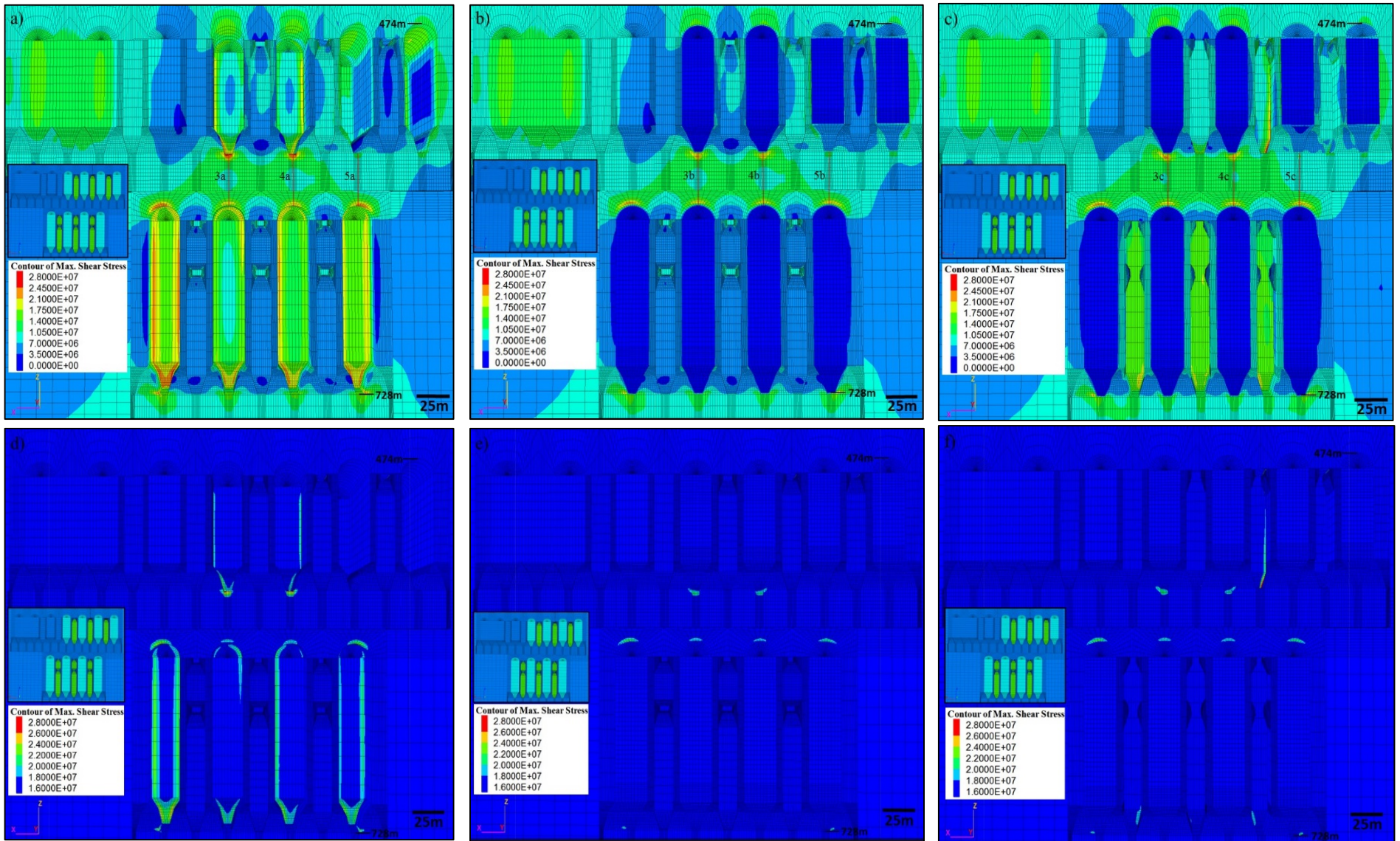
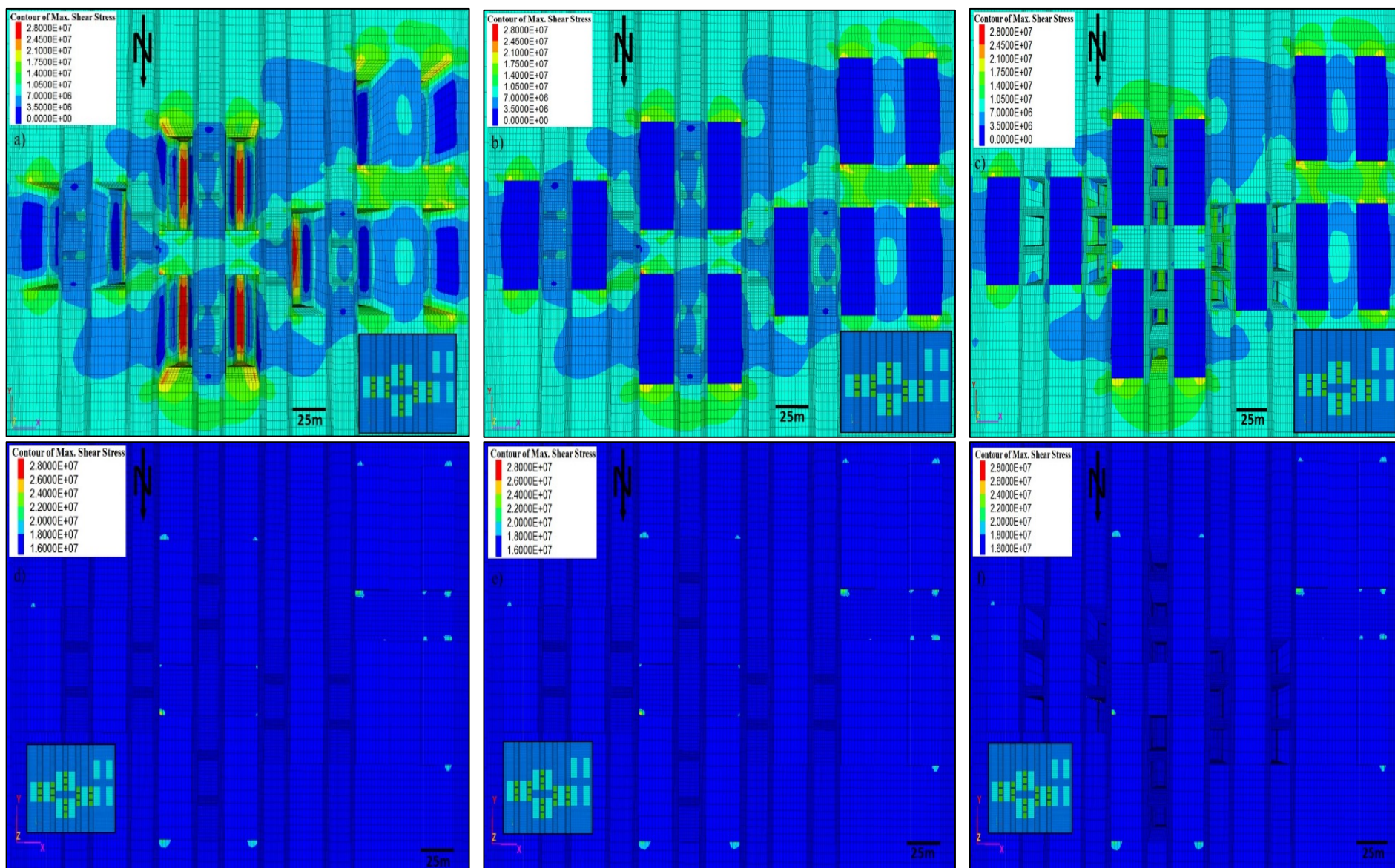


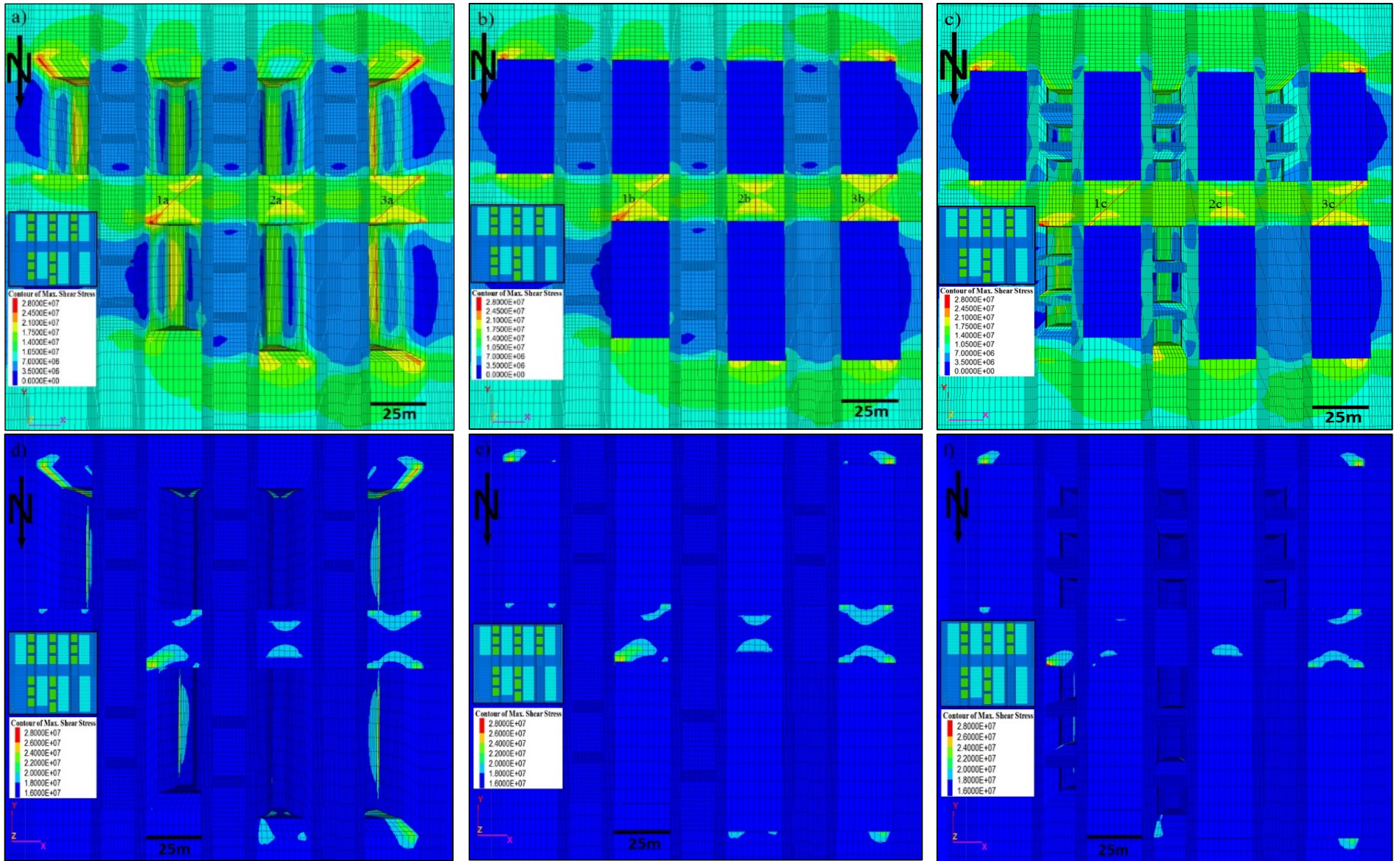
Figure 41: Représentation en section des contraintes en cisaillement des chantiers au sud montrant une vue vers le nord; a), b) et c) les contraintes en cisaillement totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en cisaillement supérieures à 20 MPa sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés



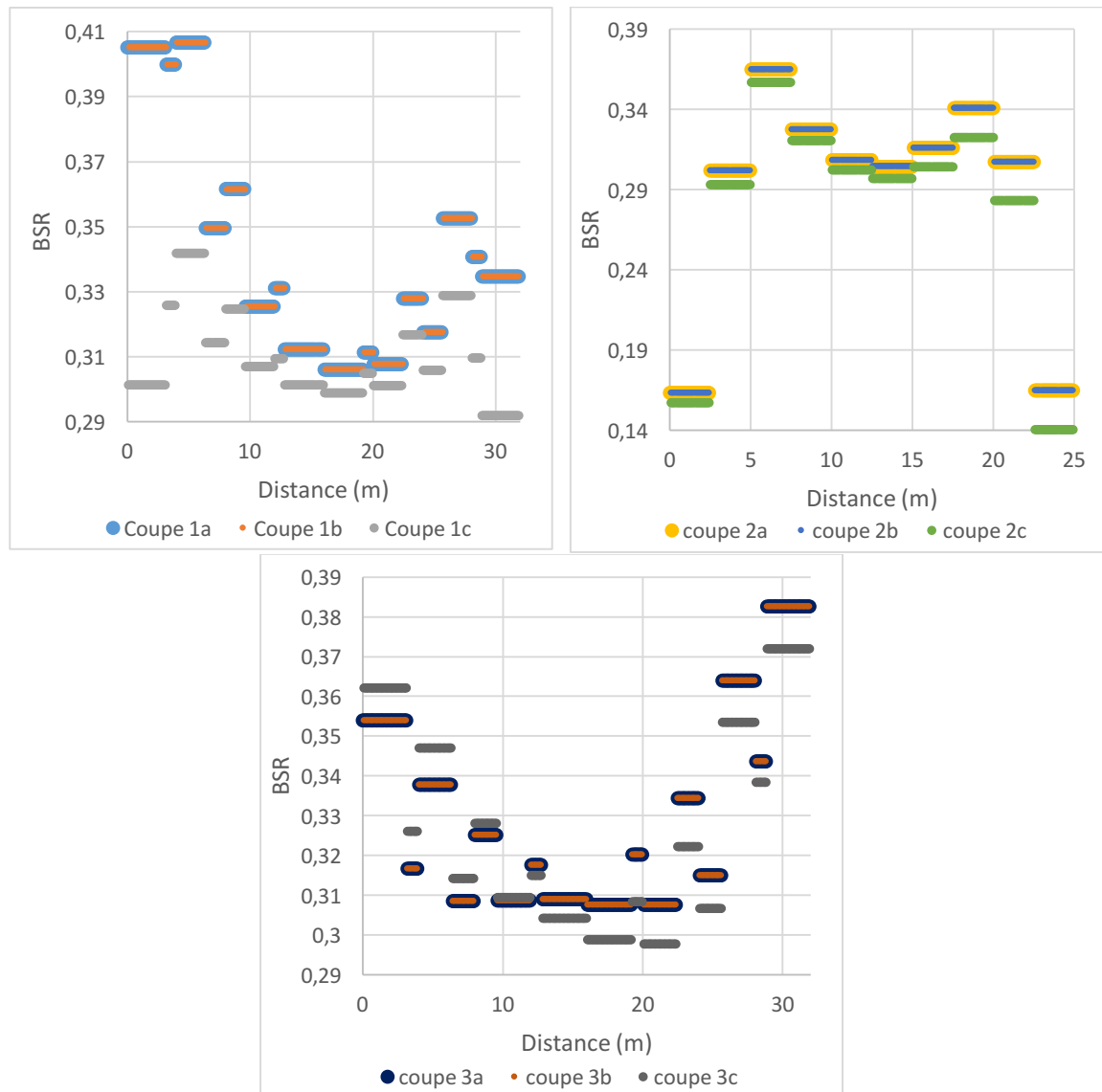


**Figure 42: Représentation en plan des contraintes en cisaillement des chantiers du bloc 4; a), b) et c) les contraintes en cisaillement totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en cisaillement supérieures à 20 MPa sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés**





**Figure 43: Représentation en plan des contraintes en cisaillement des chantiers du bloc 6; a), b) et c) les contraintes en cisaillement totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en cisaillement supérieures à 20 MPa sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés**



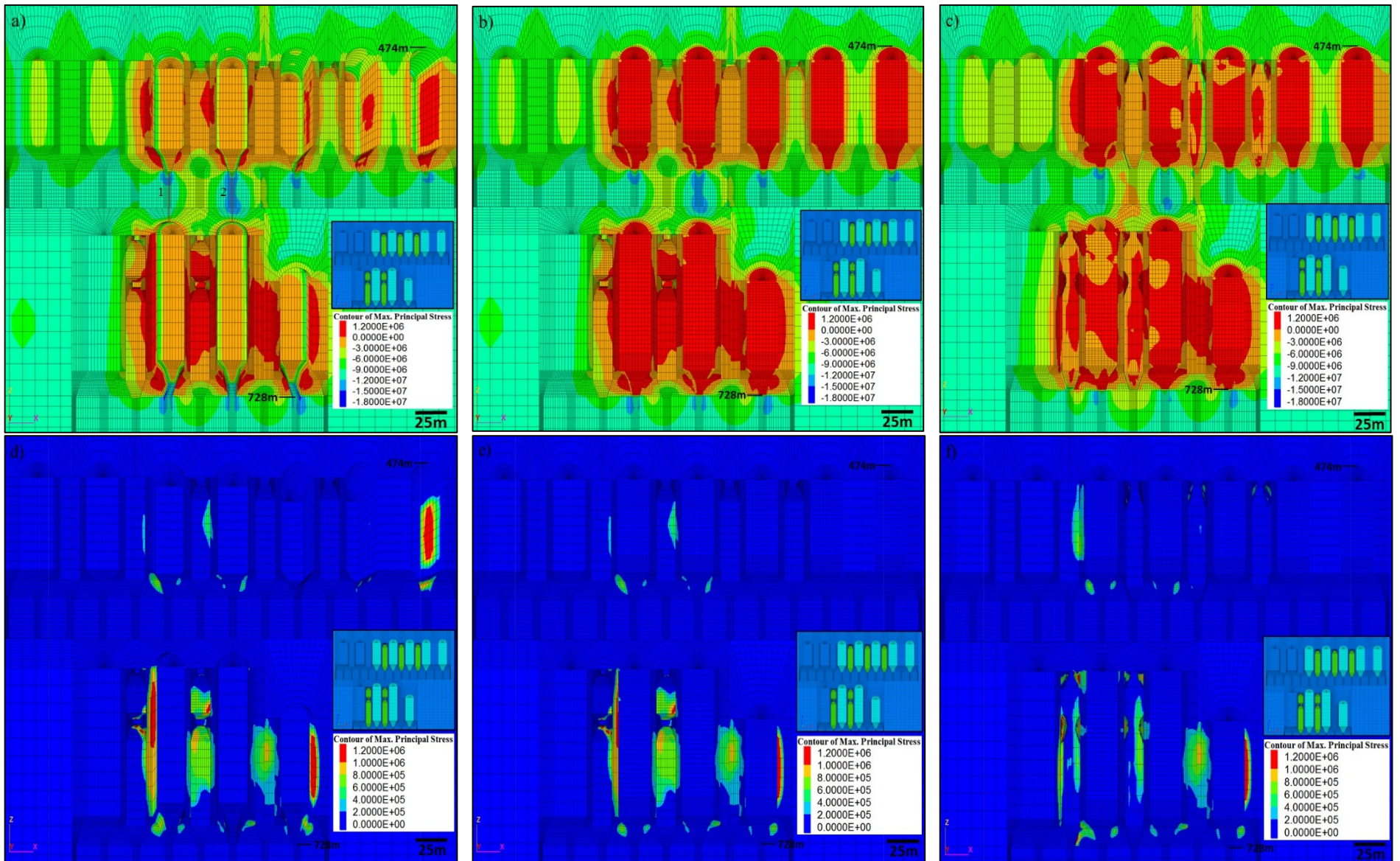
**Figure 44: Valeurs du BSR selon des coupes faites sur plusieurs piliers verticaux du bloc 6.**  
**L'emplacement où les coupes ont été faites est illustré sur la figure 43**

Maintenant que la stabilité du massif est assurée pour le premier critère de rupture, il est intéressant d'analyser le comportement du massif rocheux en tension. Une contrainte inférieure à zéro indique de la tension dans le massif rocheux. Selon les paramètres géomécaniques calculés au chapitre 2, la résistance maximale en tension que le massif rocheux peut supporter est de -1,281 MPa, mais toute valeur en tension dans le massif rocheux peut être problématique quant à sa stabilité. Si la contrainte minimale dépasse cette



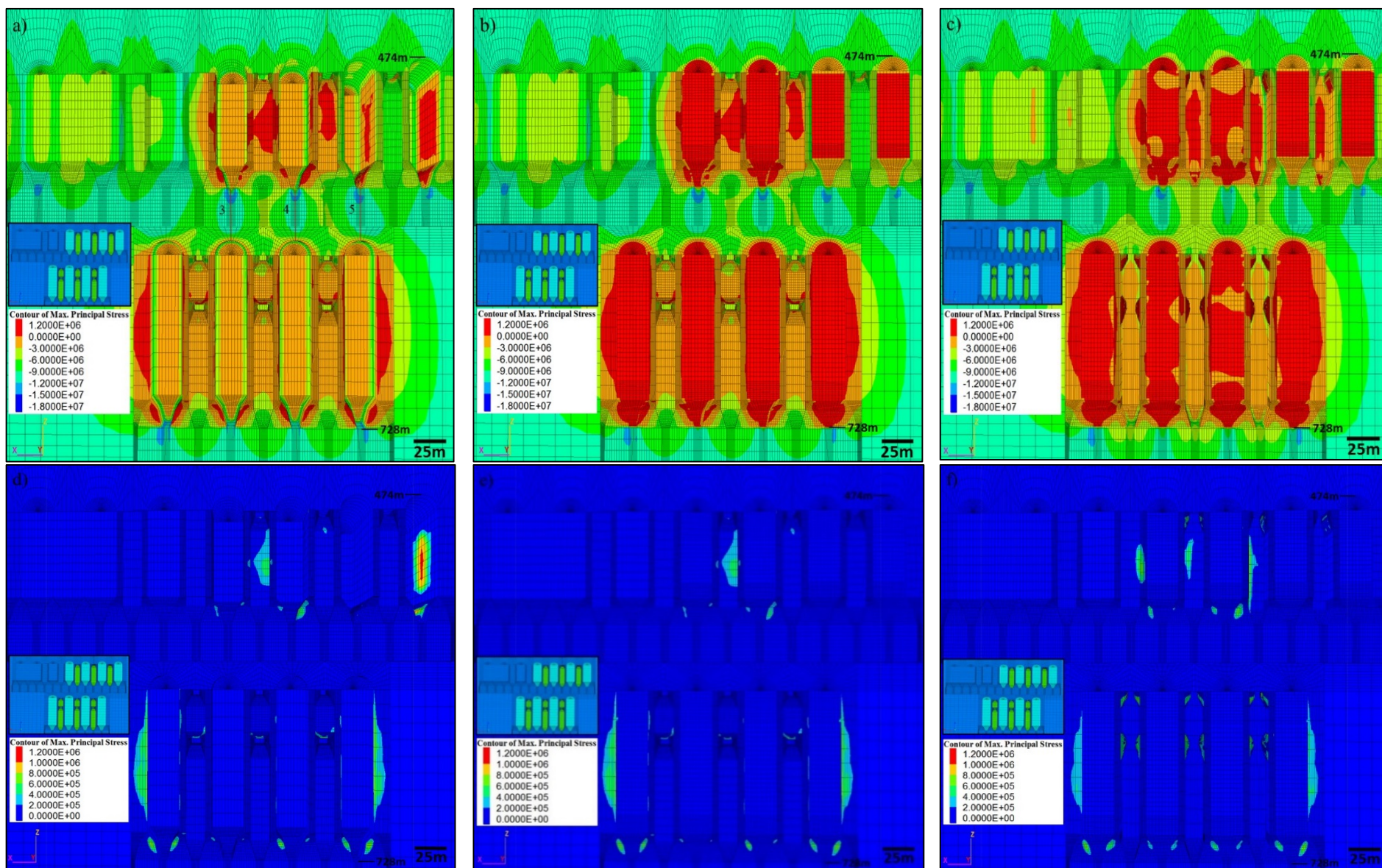
valeur, cela indique que le massif rocheux est en rupture en tension. Les figures 45 à 48 montrent les contraintes principales mineures selon différentes vues pour la modélisation de Niobec, indiquant que la tension maximale qui est atteinte est de -1,2 MPa. Sur les figures montrant les vues en section de la mine (figures 45 et 46), il peut être observé que les zones les plus critiques sont les murs des chantiers principaux ainsi que les bordures des cônes de soutirage. Les zones en tension du bloc 4 sont principalement concentrées sur les murs des chantiers primaires situés aux extrémités de la zone exploitée. Ces zones sont peu critiques ici puisque Niobec ne prévoit pas extraire de minerai dans ces zones parce que la teneur n'est pas économiquement intéressante et que les chantiers primaires sont soutenus par le remblai en pâte. La rupture en tension est plus problématique dans les blocs 5 et 6. Des zones en tension sont observées dans les piliers verticaux entre les chantiers primaires (figure 48). La figure 49 montre que tous les piliers verticaux sont en tension dans la totalité de leur largeur, ce qui indique de grand risque d'instabilité avec une tension maximale de -0,86 MPa. Il est vrai que cette valeur est inférieure à la résistance en tensions de la roche, mais un risque de rupture est plausible comme la totalité de la zone est en tension. Cela sera possiblement problématique lors de l'excavation des chantiers secondaires. Effectivement, les piliers entre les chantiers secondaires sont en tension de part et d'autre lorsque les chantiers secondaires sont exploités (figures 48f et 50). Des instabilités sont donc à prévoir dans ces piliers. Des coupes ont été faites dans les piliers secondaires où la tension est la plus importante (figures 50 et 51) et la figure 51 permet de constater que seulement le pilier 8 sera en rupture car les contraintes se retrouvent à deux reprises sur la courbe de rupture de Hoek et Brown. Comme les contraintes sont à la limite de la courbe et sachant qu'il y a certaines incertitudes dans les paramètres d'entrée, il est

possible que le pilier soit en rupture. Un certain risque de rupture est aussi présent dans certains autres piliers qui sont près de l'enveloppe de rupture. Trois solutions sont possibles afin d'éviter la rupture du massif rocheux dans les piliers secondaires. La première serait de remblayer les chantiers secondaires; la seconde serait d'augmenter la largeur des piliers entre les chantiers primaires en diminuant les dimensions des chantiers primaires; et la troisième serait d'augmenter la largeur des piliers entre les chantiers secondaires. Les zones en tension dans les murs des chantiers situés aux extrémités du modèle sont plus importantes que celles du bloc 4 et peuvent atteindre jusqu'à 12 mètres. Il faudra être prudent lors de l'exploitation des chantiers secondaires des blocs 5 et 6 car des ruptures sont à prévoir dans l'ensemble des piliers verticaux entre les chantiers secondaires.



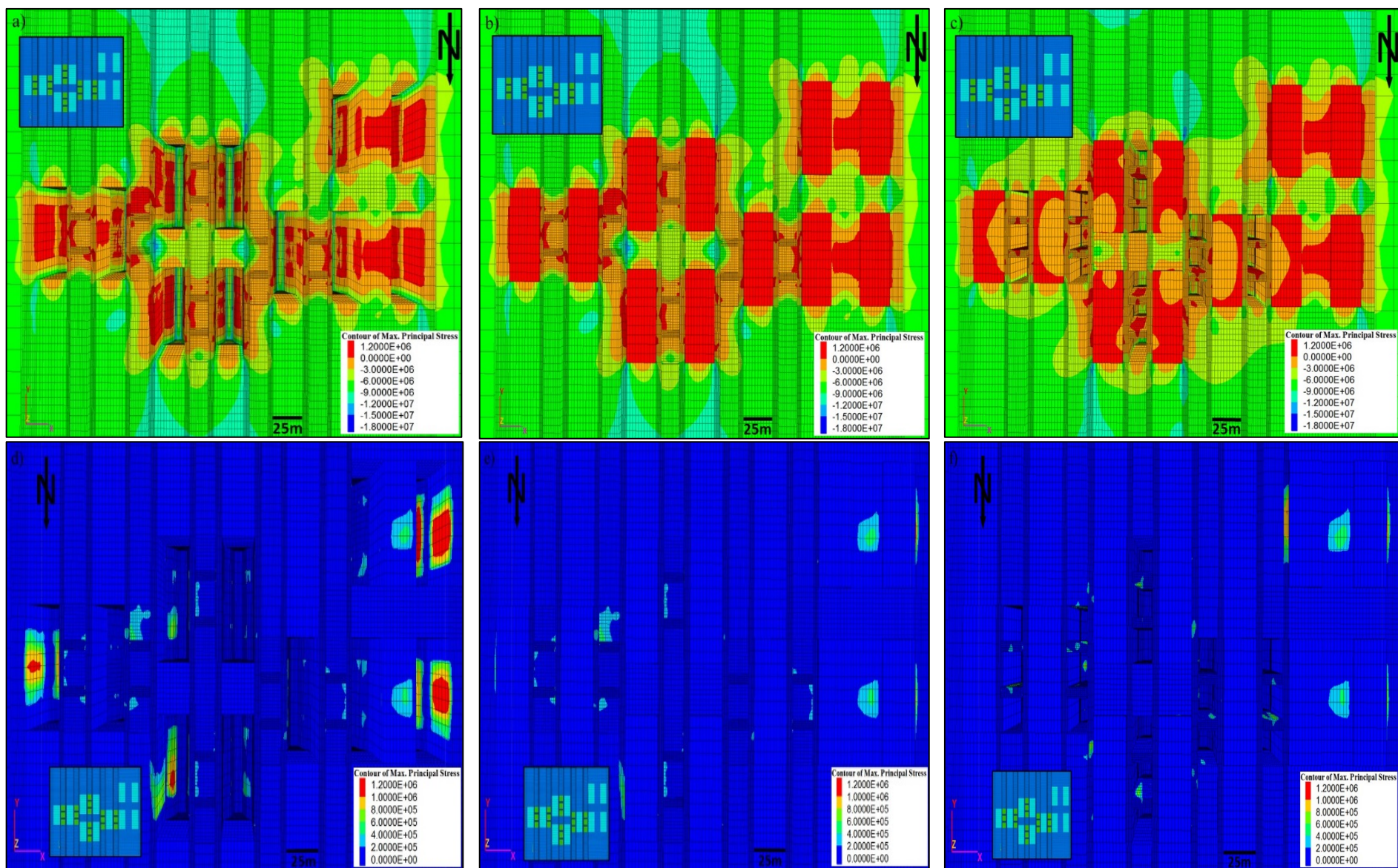
**Figure 45: Représentation en section des contraintes principales mineures des chantiers au nord montrant une vue vers le sud; a), b) et c) les contraintes principales mineures totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en tensions sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés**





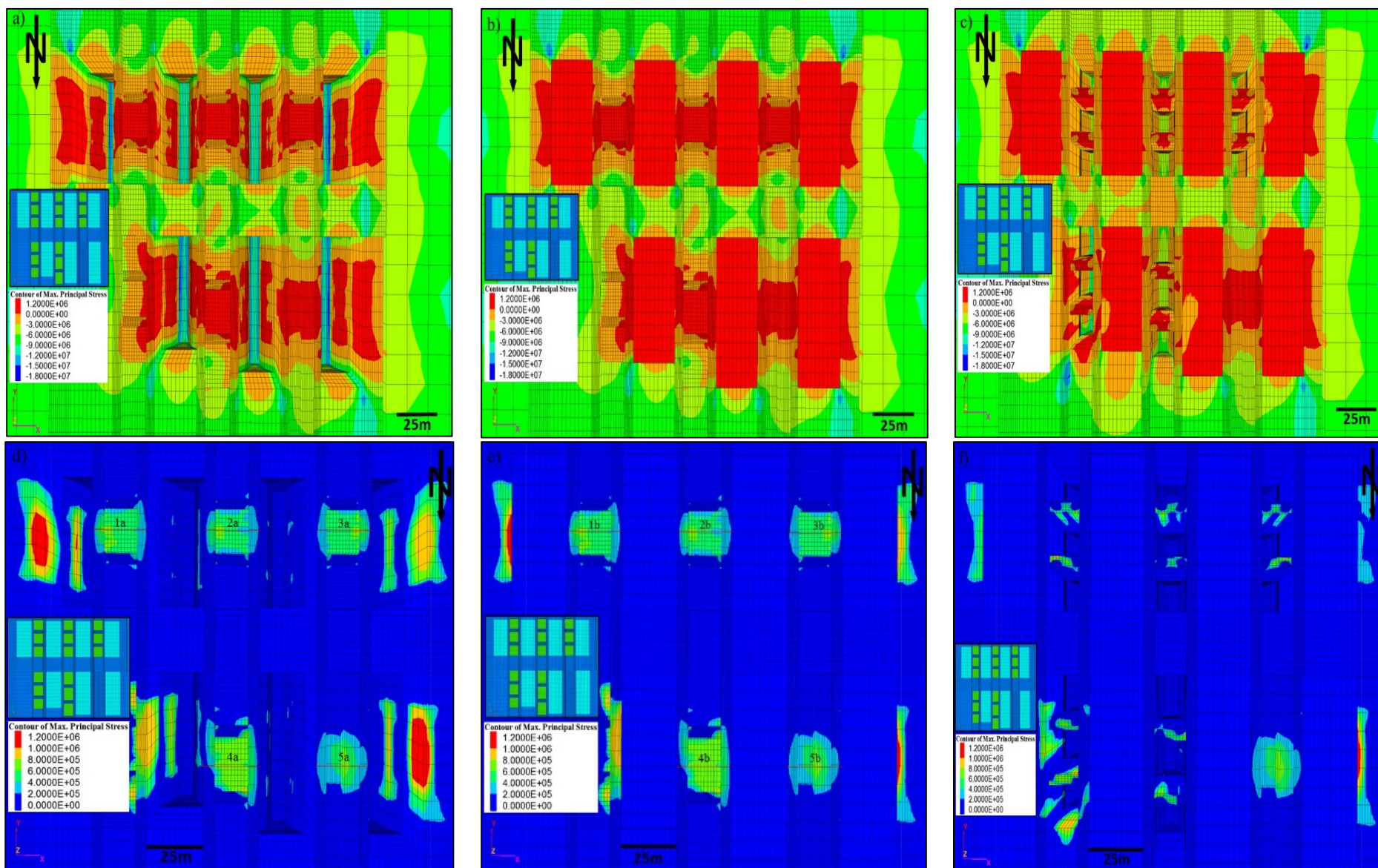
**Figure 46: Représentation en section des contraintes principales mineures des chantiers au sud montrant une vue vers le nord; a), b) et c) les contraintes principales mineures totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en tensions sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés**



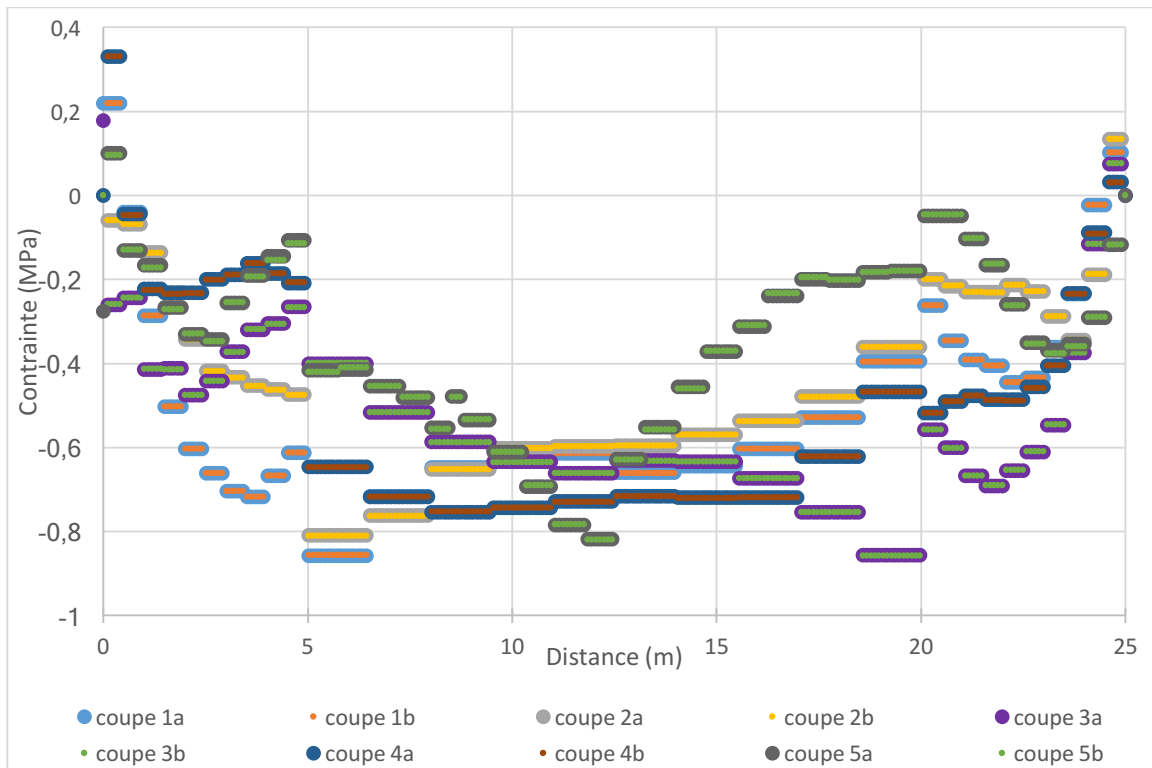


**Figure 47: Représentation en plan des contraintes principales mineures des chantiers du bloc 4; a), b) et c) les contraintes principales mineures totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en tensions sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés**

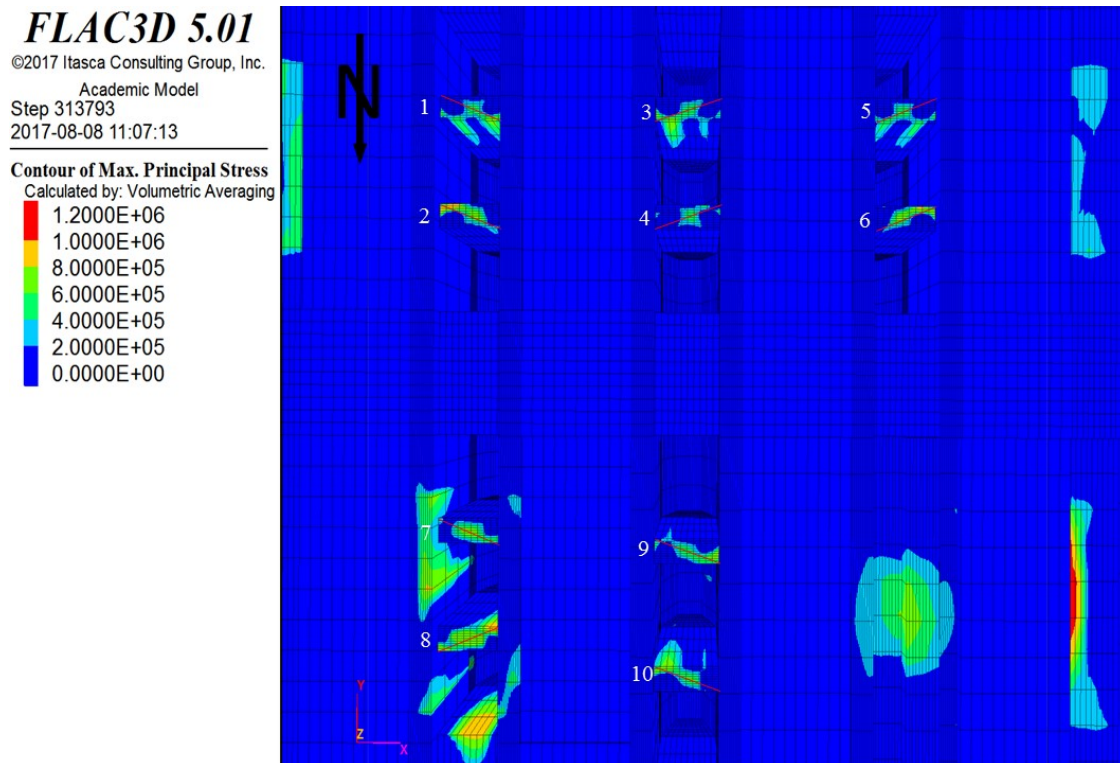




**Figure 48:** Représentation en plan des contraintes principales mineures des chantiers du bloc 6; a), b) et c) les contraintes principales mineures totales sont représentées; d), e) et f) seulement les contraintes en tensions sont représentées; a) et d) les chantiers principaux ont été excavés; b) et e) les chantiers principaux ont été remblayés; c) et f) les chantiers secondaires ont été excavés



**Figure 49: Contraintes principales mineures dans les piliers verticaux du bloc 6. L'emplacement où les coupes ont été faites est illustré sur la figure 48; d) et e)**



**Figure 50: Agrandissement de la figure 48 f) montrant les coupes qui ont été faites dans les piliers secondaires**

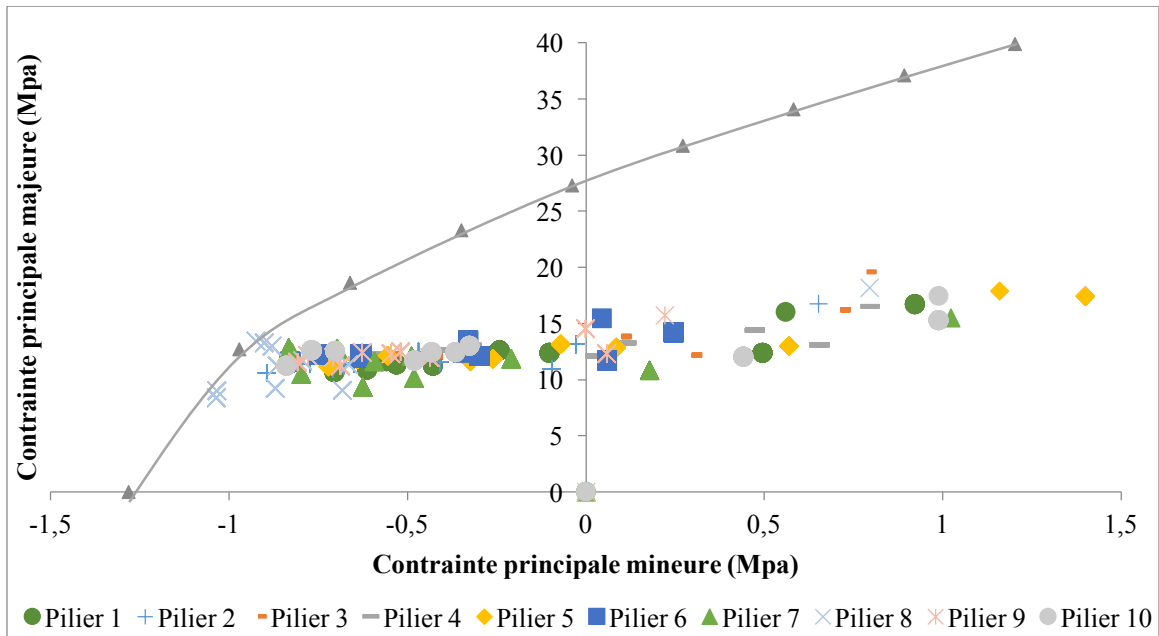


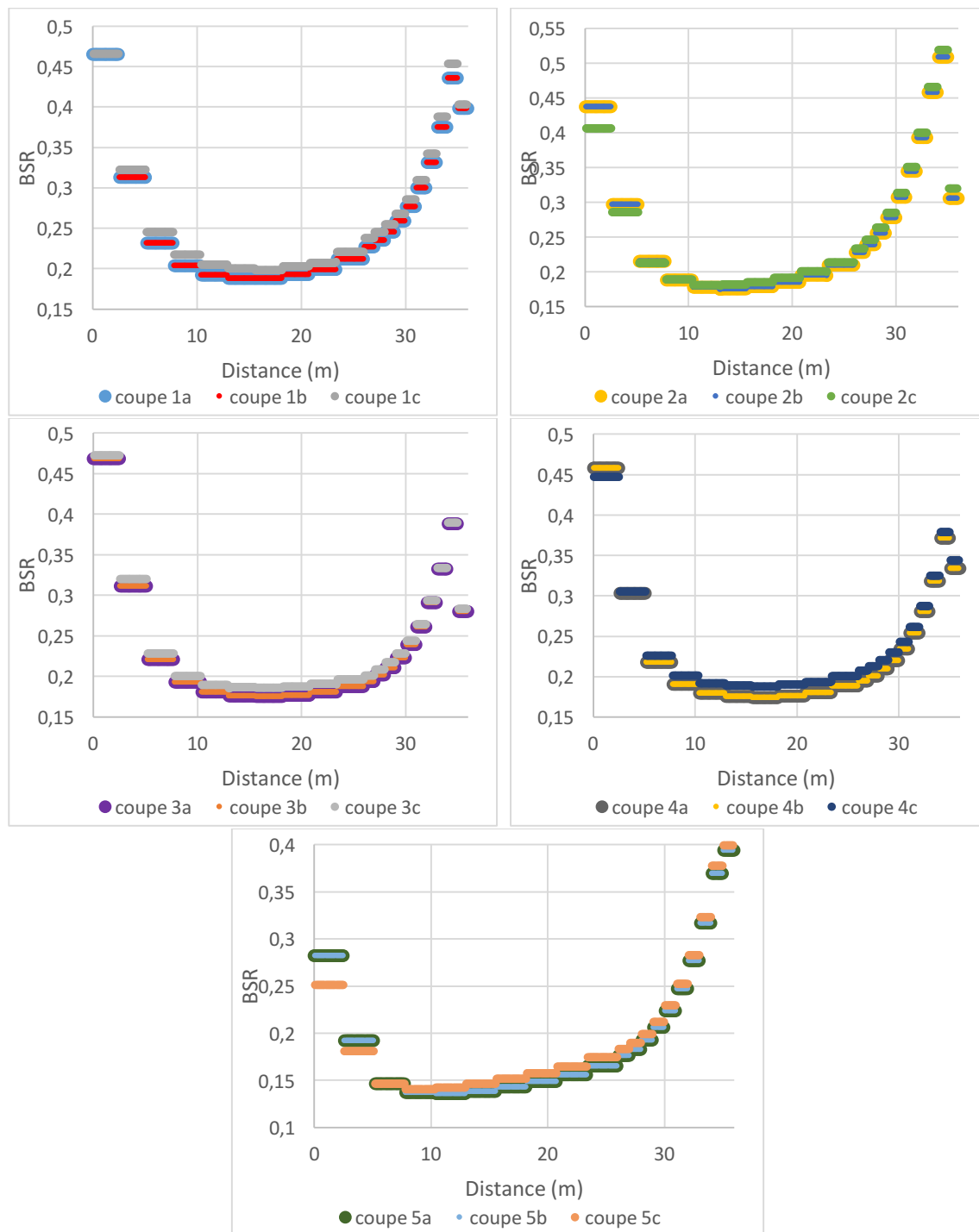
Figure 51: Enveloppe de rupture du massif rocheux de Niobec avec les données provenant des coupes faites dans les piliers secondaires

#### 4.4.2 Évaluation de la stabilité du pilier horizontal entre les blocs 4 et 5

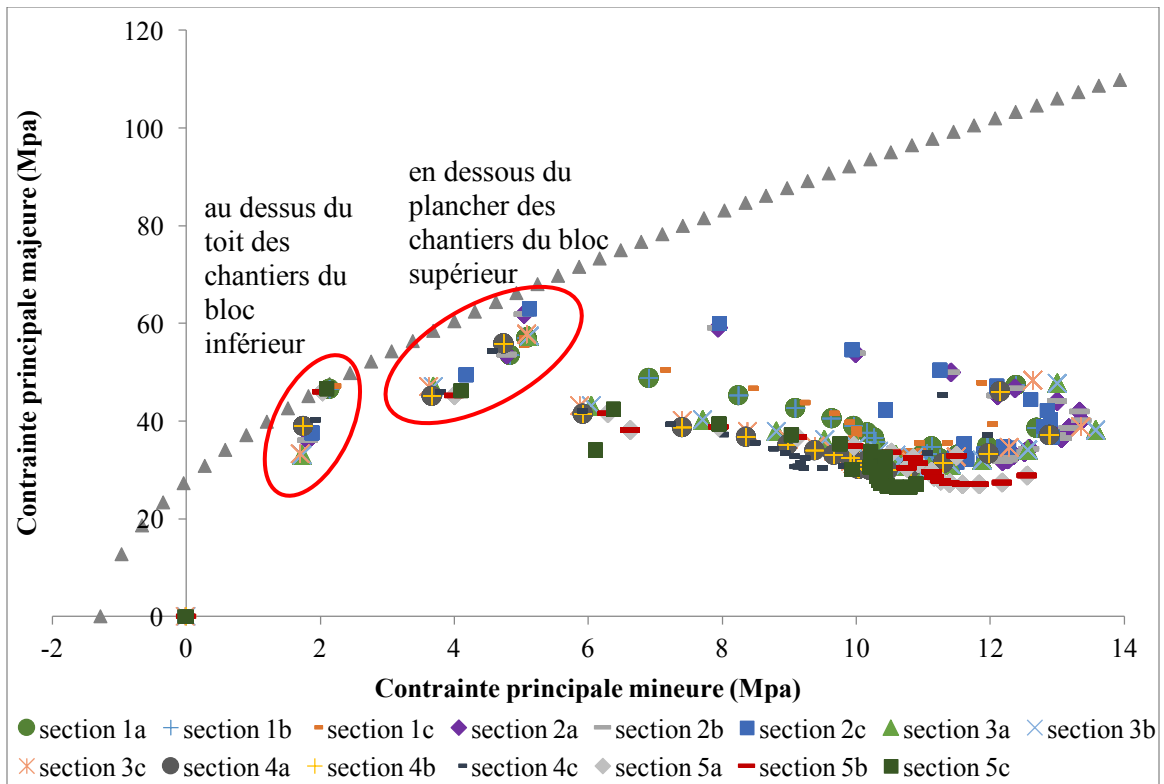
La même analyse qui a été faite pour les piliers verticaux peut être faite pour le pilier horizontal laissé en place entre les blocs 4 et 5. A priori, aucun des critères utilisés précédemment ne dépasse les limites permises pour le pilier de niveau (figures 40, 41, 45 et 46). Des coupes montrant la valeur du BSR à certains endroits dans le pilier horizontal ont été faites (figures 40, 41 et 52) et elles montrent que la valeur critique de 0,7 n'est jamais atteinte quant à la rupture en cisaillement. De plus, aucune zone de tension n'affecte le pilier horizontal entre les blocs 4 et 5 (figures 45 et 46). Pour s'assurer de la stabilité du pilier horizontal, un graphique montrant la contrainte principale majeure en fonction de la contrainte principale mineure a été construit pour certaines sections du pilier où les contraintes principales majeures et mineures étaient les plus importantes, c'est-à-dire au centre des chantiers (figures 45, 46 et 53). Ainsi avec la figure 53, il est possible de



constater que les contraintes principales des sections 1 et 5 sont sur l'enveloppe de rupture de Hoek et Brown, ce qui montre que le pilier ne sera pas intact sur toute son épaisseur. La zone de rupture s'étend sur un mètre à partir du toit des deux chantiers du bloc 5, ce qui laisse 35 mètres de roche intacte pour soutenir les chantiers des blocs 4, 5 et 6. On constate également que quelques valeurs sont près de la courbe de rupture, ce qui signifie que le massif peut être en rupture à quelques autres endroits étant donné les incertitudes relatives aux paramètres géomécaniques. Les deux zones les plus problématiques selon le modèle se trouvent en dessous du plancher des chantiers du bloc supérieur et au-dessus du toit des chantiers du bloc inférieur.



**Figure 52: Valeurs du BSR selon des coupes faites à plusieurs endroits dans le pilier horizontal. L'emplacement où les coupes ont été faites est illustré sur les figures 45 a) et 46 a)**



**Figure 53: Enveloppe de rupture du massif rocheux de Niobec avec les données provenant des coupes faites dans le pilier horizontal. L'emplacement où les coupes ont été faites est illustré sur les figures 45 a) et 46 a)**

## CHAPITRE 5 - DISCUSSION

### 5.1 Essais en laboratoire

Des essais en mécanique des roches sur les échantillons de roche intacte, en laboratoire, ont été réalisés depuis maintenant trente ans. Ces essais ont été faits sur plusieurs lithologies présentes dans le massif rocheux, soit sur les différents types de carbonatite ou de syénite. La quantité et la répartition de ces essais sur l'ensemble du massif rocheux étaient suffisantes pour déterminer les paramètres géomécaniques du massif rocheux afin de déterminer les données d'entrée du modèle numérique. Une nouvelle campagne d'essais en laboratoire aurait probablement été inutile dans le cadre du présent projet étant donné la vaste quantité d'essais qui a déjà été effectué dans le passé.

Malgré la faible quantité d'échantillons de remblai disponibles pour effectuer des essais en laboratoire, il a été possible d'obtenir des résultats concluants, même si le remblai en pâte avait deux comportements différents. Les résultats des essais qui ont été faits par des consultants sont venus confirmer ceux de Lavoie (2016). Comme le coefficient de Poisson est un paramètre qui varie moins que les autres, il a une influence moins importante sur les propriétés élastiques. Par contre, il aurait été intéressant de pouvoir déterminer le coefficient de Poisson du remblai expérimentalement. L'utilisation d'une valeur provenant de la littérature n'a alors qu'un impact mineur sur les résultats des modèles numériques.

## **5.2 Analyse structurale**

Une analyse structurale a été faite pour déterminer les structures géologiques importantes dans le massif rocheux et ses paramètres géomécaniques. L'analyse a été effectuée à l'aide de données provenant principalement de la dernière cartographie des galeries et des chantiers lors de l'été 2012. Cette analyse a permis de déterminer que le massif rocheux de Niobec est de bonne qualité. Sur les niveaux qui étaient à l'étude dans ce travail de recherche, on retrouve entre deux et quatre familles de discontinuités qui sont regroupées selon leur orientation, mais plusieurs joints aléatoires sont aussi présents dans le massif (environ 50% des discontinuités). Une famille de discontinuité sub-horizontale est présente sur tous les niveaux de la mine et on retrouve une famille sub-verticale orientée E-O sur les niveaux des blocs 4 et 6. Une famille sub-verticale orientée N-S et une famille sub-verticale orientée NE-SO sont présentes sur certains niveaux de la mine. Puisque les caractéristiques des discontinuités sont relativement semblables d'un niveau à l'autre, il n'était alors pas nécessaire de modéliser la mine selon différents domaines structuraux.

## **5.3 Paramètres géomécaniques**

Bien que la caractérisation du massif rocheux ait permis de déterminer les paramètres pour les deux principaux critères de ruptures pour le massif et pour le remblai en pâte, le critère de rupture de Hoek et Brown a été utilisé dans la modélisation numérique seulement pour le massif rocheux alors que le critère de rupture de Mohr-Coulomb a été utilisé pour le remblai en pâte. Le critère de rupture de Hoek et Brown a été choisi pour modéliser le massif rocheux car il modélise le comportement plastique de la roche; une certaine déformation permanente de la roche est permise avant sa rupture. Le critère de

rupture de Morh-Coulomb a été choisi pour le remblai en pâte car il a un comportement mécanique semblable à celui d'un sol.

#### **5.4 Contraintes *in situ***

Trois campagnes de mesures de contraintes *in situ* ont été réalisées depuis le début de l'exploitation de la mine afin de déterminer le champ de contraintes naturelles du massif rocheux. Elles ont été faites selon la méthode du surcarottage mais selon deux différentes techniques de prises de mesures. Les résultats de la magnitude des contraintes des deux premières campagnes de mesures de contraintes *in situ* donnent des résultats qui sont plus près des observations faites ailleurs dans le Bouclier canadien que ceux de la campagne de mesures qui a été faite sur les niveaux 2100 et 2400. Malgré que les résultats de cette dernière campagne soient légèrement différents des données de la littérature, ils ont tout de même été utilisées afin de prévoir les contraintes en profondeur. Des essais supplémentaires de mesures de contraintes *in situ* permettraient de valider les résultats obtenus au niveau 2400 qui donnent des résultats de contraintes principales qui ne correspondent pas avec les contraintes horizontales et verticales comme pour les autres niveaux tel que discuté à l'annexe 5. Ces valeurs laissent croire qu'il y a possiblement eu un problème lors de la lecture des valeurs ou autre problème technique non mentionné dans le rapport original (Corthésy *et al.* 2013).

Trois différents scénarios ont été élaborés pour évaluer les contraintes afin de réaliser le modèle numérique. Le premier scénario se base sur la méthode statistique de Taylor (1997) pour estimer les contraintes en profondeur, le deuxième scénario se base sur les résultats obtenus pour la mine en considérant l'interprétation que Maloney *et al.* (2006)

ont fait sur le Bouclier canadien, alors que le troisième scénario se base également sur une méthode statistique, mais cette fois-ci selon les données traitées à l'aide d'un logiciel informatique. Parmi ces trois scénarios, la détermination des contraintes avec le troisième scénario donnait une meilleure prédiction pour les contraintes *in situ* du massif rocheux de Niobec. Selon les trois relations du scénario 3 et en considérant une profondeur stratégique située au centre du pilier horizontal entre les blocs 4 et 5 de 580 mètres, les contraintes qui ont été appliquées au modèle sont de 24,85 MPa pour la contrainte principale majeure, 14,79 MPa pour la contrainte principale intermédiaire et de 9,65 MPa pour la contrainte principale mineure.

L'orientation des contraintes à Niobec est quelque peu différente de ce qui est répertorié ailleurs dans le Bouclier canadien. Bien que la contrainte principale majeure soit horizontale avec un pendage de 3 degrés, ce qui est comparable aux valeurs d'orientation obtenues ailleurs dans le Bouclier canadien, les deux autres contraintes sont orientées différemment. Pour le massif rocheux de Niobec, c'est la contrainte principale intermédiaire qui est orientée verticalement avec une orientation de 149/65. La contrainte principale mineure est quant à elle sub-horizontale (337/24).

Pour la modélisation numérique, les contraintes ont été appliquées selon les directions suivantes : la contrainte principale majeure est orientée nord-sud (selon l'axe des x), la contrainte principale mineure est orientée est-ouest (selon l'axe des y) et la contrainte principale intermédiaires est orientée verticalement (selon l'axe des z). Ces orientations diffèrent légèrement de celles prédites au chapitre 3, mais étant donné la complexité du modèle, il était plus simple de les appliquer perpendiculairement au modèle. Ce scénario pour l'orientation des contraintes est le plus conservateur puisque la contrainte principale

majeure est orientée perpendiculairement à l'axe long des chantiers, donc les instabilités qui ont été prévus lors de la modélisation ont été légèrement surestimés.

## **5.5 Modélisation numérique**

Pour la validation de la modélisation numérique, plusieurs expériences ont été faites en modifiant les propriétés d'un modèle simple afin que les paramètres d'entrée du modèle de la mine soient le plus près possible de la réalité et également pour vérifier l'effet des paramètres géomécaniques. Des tests ont été faits premièrement pour évaluer les effets des contraintes *in situ* et les conditions limites du modèle sur les résultats du modèle. C'est avec ces tests qu'il a été possible de vérifier que l'application des contraintes selon un gradient ou selon des contraintes constantes donne des résultats qui sont similaires. De plus, le choix du modèle constitutif (Mohr-Coulomb ou Hoek et Brown) ne modifie aucunement les contraintes qui sont appliquées dans le modèle. Les propriétés élastiques du massif sont celles qui ont le plus grand impact sur le modèle. Ainsi, en utilisant les propriétés élastiques de la roche intacte, le massif rocheux ne subissait aucune rupture alors qu'en utilisant les propriétés élastiques du massif, le massif était beaucoup plus affecté par des zones d'instabilité.

Les résultats de la modélisation numérique des chantiers des blocs 4, 5 et 6 de Niobec ont indiqué que le pilier horizontal entre les blocs 4 et 5 serait stable sur une épaisseur de 35 mètres, mais que la présence de petites zones de ruptures est possible aux toits des chantiers des blocs 5 et aux planchers des chantiers du bloc 4. Il faut rappeler aussi que les zones d'altérations riches en chlorite et en hématite ont un effet négatif sur la



stabilité du massif à Niobec. Il est donc possible que dans des zones fortement altérées, l'épaisseur intacte du pilier horizontal soit en fait moins large.

Les piliers verticaux sont quant à eux tous stables dans le bloc 4. Par contre, les piliers verticaux entre les chantiers des blocs 5 et 6 seront en totalité en tension, ce qui sera problématique lors de l'excavation des chantiers secondaires vu les incertitudes liées aux hypothèses considérées pour les contraintes *in situ*. Effectivement, la modélisation des chantiers secondaires montre que les piliers qui sont laissés en place ne seront pas efficaces puisque des zones de rupture sont présentes dans certains de ces piliers. Encore ici, si de l'altération en chlorite ou en hématite est présente dans les chantiers, cela va affecter négativement la stabilité et augmenter les dimensions des zones de ruptures. L'ajout de remblai en pâte dans les chantiers primaires n'a qu'une très faible influence sur la résistance du massif rocheux.

Le fait que les chantiers primaires du bloc 4 soient stables avant l'excavation des chantiers secondaires valide le modèle car jusqu'à présent, les chantiers de Niobec sont pratiquement tous stables avec ces dimensions. Les résultats qui ont été obtenus concordent donc avec la réalité de terrain. De plus, comme aucune rupture majeure n'est anticipée dans le pilier horizontal qui a les dimensions que Niobec prévoit utiliser, Niobec pourra continuer l'exploitation de ses chantiers aux niveaux prévus. Comme les blocs 5 et 6 sont plus en profondeur et que les contraintes y sont plus élevées, il est normal que des zones de ruptures se développent puisque les chantiers sont de grandes dimensions.

Les résultats des modélisations numériques ont montré que les dimensions actuelles des chantiers de la mine sont stables pour le bloc 4 et qu'elles présentent des zones de

ruptures en tension dans les blocs 5 et 6. Il faut être prudent puisque les résultats de ces modèles dépendent beaucoup des valeurs des contraintes *in situ* et qu'il existe une incertitude importante sur ces données malgré les efforts pour une estimation plus réaliste de ces valeurs. L'exploitation des chantiers secondaires entre les chantiers primaires des blocs 5 et 6 produit des zones de rupture en tension dans les piliers qui les soutiennent. Dans aucune des modélisations effectuées, le critère de rupture du BSR de 0,7 n'a été atteint, donc le massif rocheux ne devrait pas avoir de zones instables en cisaillement. L'ajout de remblai en pâte dans les chantiers secondaires n'influence pas la stabilité du massif. L'épaisseur de 36 mètres qui a été choisie par Niobec est suffisante pour soutenir l'excavation des blocs 5 et 6.

## CHAPITRE 6 – CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le projet de recherche avait comme objectif de dimensionner les chantiers de Niobec en analysant la stabilité du massif rocheux à l'aide du logiciel *FLAC3D* tout en considérant l'ajout de remblai en pâte dans les chantiers de la mine. L'objectif du travail a été en parti atteint. En effet, l'analyse de la stabilité du massif rocheux a donné de très bons résultats avec le logiciel de modélisation *FLAC3D*. Par contre, comme le modèle a été long à créer afin qu'il ait les dimensions et les formes exactes de Niobec, il n'était pas raisonnable de le redimensionner dans le laps de temps imparti pour la maîtrise.

Pour atteindre les objectifs, les paramètres géomécaniques du massif rocheux ont dû être déterminés. Tout d'abord, les résultats des essais en laboratoire réalisés par Niobec ont été analysés en plus des données de cartographie des discontinuités. Puis, une campagne d'essais en laboratoire a été menée sur des carottes de remblai en pâte. Ensuite, une interprétation des résultats des trois campagnes de mesures de contraintes *in situ* a été réalisée. Toutes ces étapes ont permis de caractériser le massif rocheux de Niobec et ainsi déterminer ses paramètres géomécaniques. Il peut en être conclu que le massif rocheux de Niobec est de bonne qualité. Par la suite, l'évaluation de la stabilité dans les chantiers du massif rocheux de Niobec a été faite à l'aide du logiciel de modélisation *FLAC3D* et en considérant la présence de remblai en pâte. De la modélisation numérique, on trouve qu'il sera possible d'exploiter les chantiers primaires et secondaires du bloc 4 selon les dimensions actuelles. Par contre, étant donné le risque de rupture dû à la tension dans les

blocs 5 et 6, il est préférable de modifier les dimensions des chantiers avant d'entreprendre leur exploitation.

À la suite de la modélisation numérique en trois dimensions de la mine, il peut être conclu que la méthode d'exploitation actuelle est adéquate pour l'excavation des chantiers du bloc 4 mais qu'elle ne l'est pas pour l'excavation des chantiers des blocs 5 et 6. Comme la totalité des piliers verticaux sont en tension entre les chantiers des blocs 5 et 6, ils ne seront pas en mesure de soutenir convenablement les chantiers secondaires. Il faut faire attention car ces résultats sont produits suite à l'utilisation d'un scénario pour les contraintes *in situ* et on sait qu'il existe beaucoup d'incertitudes dans les mesures des contraintes. Donc, il faudrait investir dans des mesures de contraintes *in situ* afin d'avoir une estimation plus réaliste des contraintes *in situ*. Si avec les nouvelles valeurs de contraintes, on constate encore de l'instabilité dans le massif rocheux, une modification des dimensions des chantiers primaires et secondaires serait souhaitable. Une épaisseur de 35 mètres de roche intacte entre les blocs 4 et 5 permettra la stabilité des chantiers des blocs 4, 5 et 6.

## **6.1 Recommandations**

Lorsque Niobec aura commencé à mettre en place le remblai en pâte dans les chantiers, il serait intéressant d'effectuer plus d'essais mécaniques pour s'assurer des propriétés mécaniques selon l'aspect du remblai afin d'augmenter la fiabilité des paramètres élastiques utilisés dans le modèle.

L'analyse structurale de la mine a montré que le niveau 2400 contient moins d'informations sur les discontinuités présentes sur ce niveau. Il serait donc important

d'effectuer une nouvelle campagne de cartographie souterraine, afin de compléter l'information manquante, pour les secteurs qui ont été développés depuis que la dernière cartographie a été faite en 2012.

Puisque la majorité des méthodes de mesure de contraintes *in situ* sont développées pour un petit volume du massif rocheux et qu'elles sont beaucoup influencées par l'installation des instruments de mesures, notamment par le contact entre le massif rocheux et la colle, il est suggéré d'installer des instruments de mesure tels que des convergencemètres, des extensomètres, jauges de déformations ou des cellules de charge dans les galeries des niveaux 5 et 6. Ces instruments permettraient donc de déterminer avec plus de certitudes les contraintes *in situ*. En sachant les paramètres géomécaniques et le déplacement mesuré à l'aide de tels instruments, les contraintes *in situ* peuvent être déterminés par rétro-analyses à l'aide de méthodes numériques (ex : FLAC).

En analysant les données de mesure des contraintes du niveau 2400, on constate beaucoup de différence entre ces données et les données des niveaux supérieurs, ce qui nécessite des vérifications supplémentaires. Une nouvelle campagne de mesure de contraintes *in situ* devrait donc être faite en profondeur pour vérifier les données de mesure du niveau 2400. Ces nouvelles données permettraient également de confirmer les valeurs des contraintes qui ont été utilisées dans le modèle numérique.

Une approche intéressante qui n'a pas été exploré dans ce travail de recherche aurait été de proposer un nouveau scénario pour les contraintes mais cette fois-ci en considérant que les contraintes n'évoluent pas de façon linéaire tel que proposé pour le Bouclier canadien par Martin *et al.* (2003).

Il aurait été intéressant de modéliser les chantiers de Niobec en incluant les contacts géologiques. En effet, les plus grandes zones d'effondrement déjà observées se sont produites au contact de la carbonatite et de la syénite et dans la syénite bréchique qui contient plusieurs zones fortement altérées en chlorite (Lajoie 2010). La prise en compte de ces informations récemment portées à notre connaissance aurait permis d'améliorer l'interprétation de la stabilité des chantiers de la mine. Une analyse de la possibilité d'instabilités causées par le détachement des blocs pourrait également être menée.

Une modélisation numérique avec les valeurs des paramètres géomécaniques pour le remblai en pâte ayant un aspect plus sec et une plus grande résistance à la rupture pourrait être faite afin de comparer si ces paramètres de remblai a une plus grande influence que ceux qui ont été utilisées dans le modèle actuelle. De plus, des modélisations supplémentaires ont été faites à la suite de la maîtrise afin de modéliser les trois scénarios de contraintes *in situ* afin de comparer les modes de ruptures présents dans le massif rocheux selon les scénarios proposés au chapitre 3.

## RÉFÉRENCES

- Arjang, B. 1986. *Field stress determination at Niobec mine*. CANMET Mining and Mineral Sciences Laboratories, Saint-Honoré, Québec.
- Arjang, B. 2004. *Database on Canadian in situ ground stresses*. CANMET Mining and Mineral Sciences Laboratories, Division Report MMSL.
- Arjang, B., Herget, G. 1997. In situ ground stresses in the Canadian hardrock mines : an update. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(15), 1–15.
- ASTM international. 1970. *Annual book of ASTM standards*, American Society for Testing of Materials, Philadelphie.
- Barton, N., Lien, R., Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6(4), 189–236.
- Belem, T., Benzaazoua, M. 2003. Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie I: de sa fabrication à sa mise en place sous terre. GISOS, *Colloque international Après-mines* (pp. 1–12). Nancy.
- Benzaazoua, M., Bois, D., Belem, T., Gauthier, P., Ouellet, S., Fall, M., St-Onge, J.F. 2005. Remblais souterrains, évolution des connaissances et de la pratique. *20th Colloque Contrôle de terrains* (pp. 1–23).
- Bieniawski, Z. T. 1973. Engineering Classification of Jointed Rock Masses. *Civil Engineer In South Africa*, 15, 353–343.
- Bieniawski, Z. T. 1976. Rock mass classification in rock engineering. Bieniawski, *Proceedings of the Symposium in Exploration for Rock Engineering* (pp. 97–106). Johannesburg: Balkema.
- Bieniawski, Z. T. 1989. *Engineering rock mass classifications : a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons. Indianapolis: Wiley Interscience.
- Brady, B. H. G., Brown, E. T. 2004. *Rock mechanics for underground mining*. Springer (3<sup>e</sup> éd.). New York: Kluwer academic publishers.

- Brown, E. T., Hoek, E. 1978. Trends in relationships between measured in-situ stresses and depth. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(4), 211–215.
- Cloix, R. 2010. *Influence de l'hétérogénéité du massif rocheux sur le calcul des contraintes in situ*. École polytechnique de Montréal.
- Corthésy, R., Gill, D. E. 1990. The modified doorstopper cell stress measuring technique. *Conference on Stresses in underground structures: Determination, prediction and monitoring*. CANMET Mining and Mineral Sciences Laboratories, (pp. 23–32). Ottawa, Canada.
- Corthésy, R., Leite, M. H. 2000. *Mesures des contraintes in-situ: Mine Niobec*. Centre de développement technologique de l'École Polytechnique. Montréal.
- Corthésy, R., Leite, M. H. 2013. *Mesures des contraintes in-situ: Mine Niobec*. Centre de développement technologique de l'École Polytechnique. Montréal.
- Corthésy, R., Leite, M. H., Leite-Corthésy, R. 2013. *Mesures des contraintes in-situ: Mine Niobec-niveau 2400*. Centre de développement technologique de l'École Polytechnique. Montréal.
- Deere, D. U. 1964. Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, 1(1), 17–22.
- Diederichs, M. S. 2003. Manuel Rocha Medal recipient rock fracture and collapse under low confinement conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 36(5), 339–381.
- Diederichs, M. S., Kaiser, P. K. 1999. Tensile strength and abutment relaxation as failure control mechanisms in underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(1), 69–96.
- Frenette, P. 2003. *Dimensionnement des excavations à la mine Niobec à l'aide du logiciel Flac 3D*. Mémoire de maîtrise: Département des génies civil, géologique et des mines. Montréal: Polytechnique de Montréal, 123 p.
- Gauthier-Ross, A., Lavoie, M. 2015. *Guide des unités lithologiques - Version 2.0*. Mine Niobec. Saint-Honoré.
- Golder. 2012a. *Geomechanical classification of rock masses at Niobec mine*. Golder Associés. Montréal.



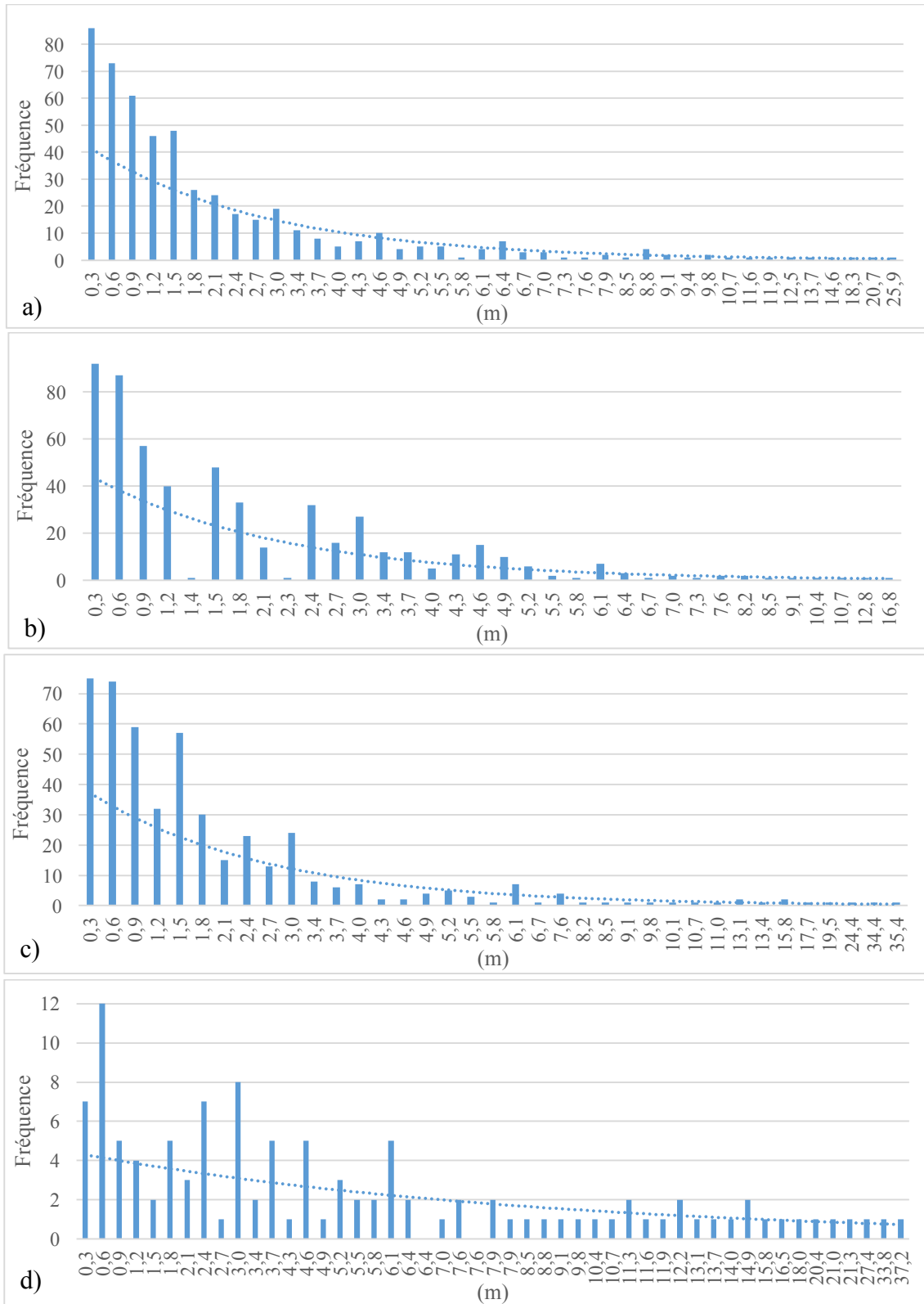
- Golder. 2012b. *Review of structural data analysis at Niobec mine*. Golder Associés. Montréal.
- Goodman, R. E. 1989. *Introduction to rock mechanics*. John Wiley & Sons (2<sup>e</sup> Ed).
- Goodman, R. E., Shi, G. 1985. *Block theory and its application to rock engineering*. Prentice-Hall. Englewood Cliffs.
- Hakala, M., Hudson, J. A., Christiansson, R. 2003. Quality control of overcoring stress measurement data. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7–8), 1141–1159.
- Herget, G. 1973. Variation of rock stresses with depth at a Canadian iron mine. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 10(1), 37–51.
- Herget, G. 1987. Stress assumptions for underground excavations in the Canadian Shield. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 24(1), 95–97.
- Herget, G. 1988. *Stresses in Rock*. Rotterdam: Balkema.
- Hoek, E. 2000. *Practical rock engineering*. Rotterdam: Balkema.
- Hoek, E., Brown, E. T. 1980a. Empirical Strength Criterion for Rock Masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(9), 1013–1035.
- Hoek, E., Brown, E. T. 1980b. *Underground excavations in rock*. London: Institute of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., Bawden, W. F. 1995. *Support of underground excavation in hard rock*. CRC Press.
- Hudson, J. A., Cornet, F. H., Christiansson, R. 2003. ISRM Suggested Methods for rock stress estimation\_Part 1: Strategy for rock stress estimation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7–8), 991–998.
- Hudson, J. A., Harrison, J. P. 2000. *Engineering rock mechanics part 1: an introduction to the principles*. Pergamon. London: Elsevier Science.
- Itasca consulting group Inc. 2011. *FLAC-Fast Lagrangian Analysis of Continua: Theory and Background* (5<sup>e</sup> éd.). Minneapolis.
- Itasca consulting group Inc. 2013a. *FLAC3D-Fast Lagrangian Analysis of Continua: Theory and Background* (5<sup>e</sup> éd.). Minneapolis.

- Itasca consulting group Inc. 2013b. *FLAC3D-Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions: User's Guide* (5<sup>e</sup> éd.). Minneapolis.
- Itasca consulting group Inc. 2015. FLAC 3D. [En ligne]. <http://www.itascacg.com/> [page consultée le 20 avril 2015]
- Jing, L. 2003. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(3), 283–353.
- Jing, L., Hudson, J. A. 2002. Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(4), 409–427.
- Lajoie, P. L. 2010. *Caractérisation du massif de carbonatite de la mine Niobec sous le niveau 1000 et analyse de la stabilité du pilier de niveau*. Mémoire de maîtrise: Département des Sciences Appliquées. Chicoutimi: Université du Québec à Chicoutimi, 282 p.
- Lavoie, C. 2016. Compilation, analyse et interprétation des résultats des essais de laboratoire effectués sur des échantillons provenant du massif rocheux exploité par la mine Niobec. Rapport: Département des Sciences Appliquées. Chicoutimi: Université du Québec à Chicoutimi, 44 p.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B., Belem, T. 2003. Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC. *3rd international symposium on FLAC & FLAC 3D numerical modelling in Geomechanics*. Ottawa, Canada.
- Maloney, S., Kaiser, P. K., Vorauer, A. 2006. A Re-Assessment of In Situ Stresses in the Canadian Shield. *41st US Symposium on Rock Mechanics* (p. 9).
- Martin, C. D., Kaiser, P. K., Christiansson, R. 2003. Stress, instability and design of underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7–8), 1027–1047.
- Martin, C. D., Tannant, D. D., Yazici, S., Kaiser, P. K. 1999. Stress path and instability around mine openings. *9th ISRM congress* (pp. 1–5). Paris.
- Munsell Color, 2009. *Munsell soil-color charts : with genuine Munsell color chips*. Grand Rapids.
- Niobec. 2015a. En bref. [En ligne]. <http://niobec.com/a-propos/en-bref/> [page consultée le 7 mars 2017]

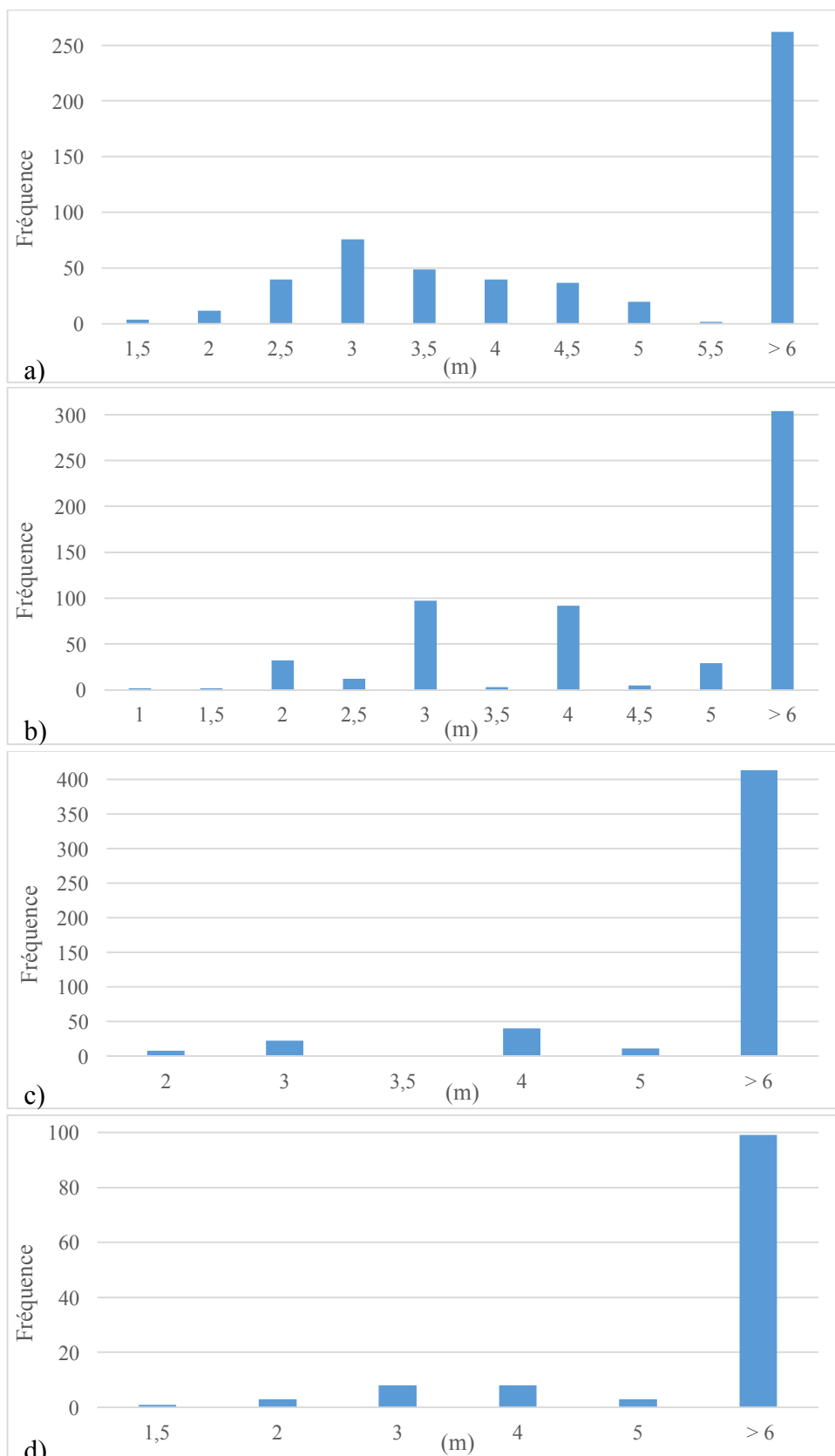
- Niobec. 2015b. Historique. [En ligne]. <http://niobec.com/a-propos/historique/> [page consultée le 7 mars 2017]
- NGI. 2013. *Using the Q-system: rock mass classification and support design*. Norwegian Geotechnical Institute. Oslo.
- Palmström, A., Stille, H. 2007. Ground behaviour and rock engineering tools for underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(4), 363–376.
- Priest, S. D., Hudson, J. A. 1976. Discontinuity spacings in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, 13, 135–148.
- Rocscience. 2015a. Dips. [En ligne]. <https://www.rocscience.com/rocscience/products/dips> [page consultée le 30 avril 2015]
- Rocscience. 2015b. RocData. [En ligne]. <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rocddata> [page consultée le 30 avril 2015]
- Rocscience. 2017. Unwedge. [En ligne]. <https://www.rocscience.com/rocscience/products/unwedge> [page consultée le 15 mai 2017]
- Rouleau, A., B. Gagné, E., Saeidi, A., Cloutier, V. 2013. Résultats et occasions de recherche en hydrogéologie de mines souterraines. *Exploitations minières passées et présentes : impacts environnementaux et sociétaux Colloque des 26<sup>è</sup> entretiens du Centre Jacques-Cartier, Université de Savoie, 26-27 novembre 2013* (p. 23). Chambéry.
- Shnorhokian, S., Mitri, H. S., Moreau-Verlaan, L. 2015. Stability assessment of stope sequence Scénarios in a diminishing ore pillar. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 74, 103–118.
- Sjöberg, J., Christiansson, R., Hudson, J. A. 2003. ISRM Suggested Methods for rock stress estimation\_Part 2: Overcorin methods. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7–8), 999–1010.
- Stille, H., Palmström, A. 2008. Ground behaviour and rock mass composition in underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(1), 46–64.

- Taylor, J. R. 1997. *An introduction to error analysis, the study of uncertainties in physical measurements* (2<sup>e</sup> éd.). University Science Books. New York.
- Terzaghi, K. 1943. *Theoretical soil mechanics*. Wiley & Sons. New York.
- Thivierge, S., Roy, D. W., Chown, E. H., Gauthier, A. 1983. Évolution du complexe alcalin de St-Honoré (Québec) après sa mise en place. *Mineralium Deposita*, 18(2), 267–283.
- Ulusay, R. 2014. *The ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 2007-2014*. Ulusay, Springer international publishing. Ankara.
- Ulusay, R., Hudson, J. A. 2007. *The blue book; the complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974–2006*. Ulusay & Hudson, Springer international publishing. Ankara.
- Wiles, T., Kaiser, P. K. 1990. A new approach for the statistical treatment of stress tensors. Canadian government publishing center. *Stresses in underground structures* (pp. 62–76). Ottawa.

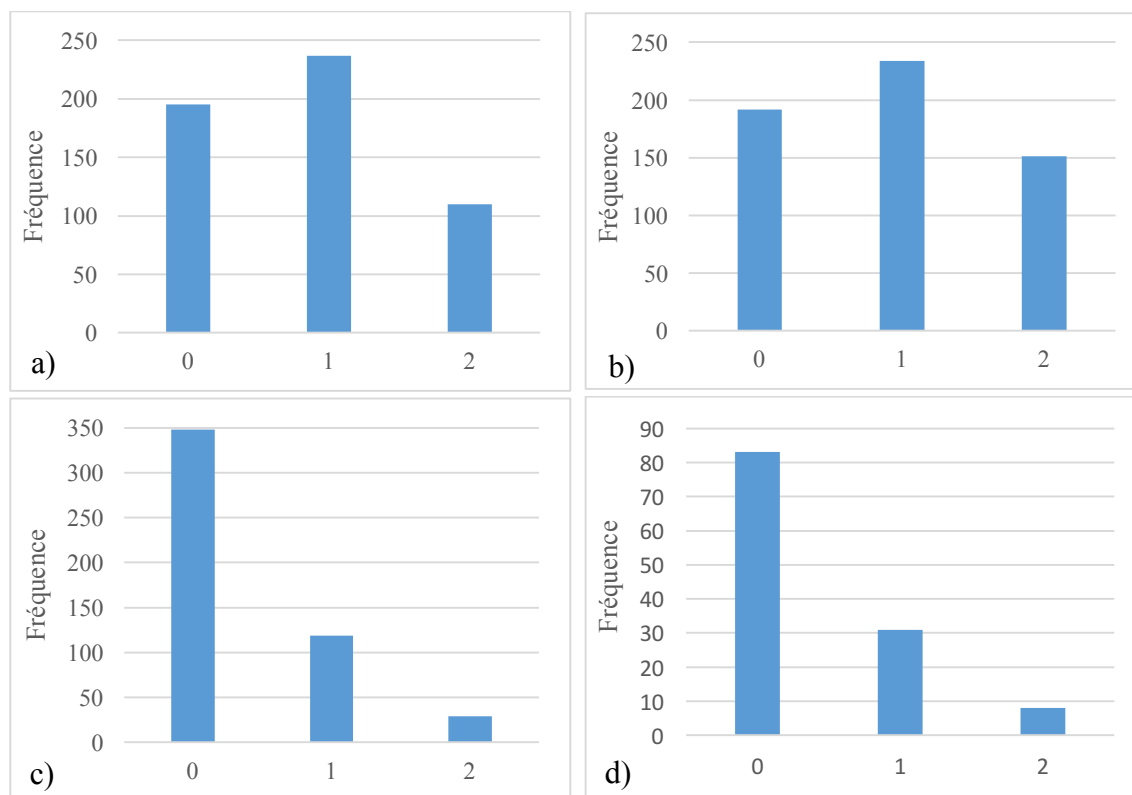
## **ANNEXE 1 - CARACTÉRISTIQUES DES DISCONTINUITÉS**



**Figure A1: Diagramme à bande représentant l'espace mesuré, en mètre, entre deux discontinuités adjacentes; a) niveau 1600, b) niveau 1850, c) niveau 2100 et d) niveau 2400. La ligne pointillée représente une courbe de tendance exponentielle qui représente le comportement des discontinuités distribuées aléatoirement (Priest et Hudson 1976)**

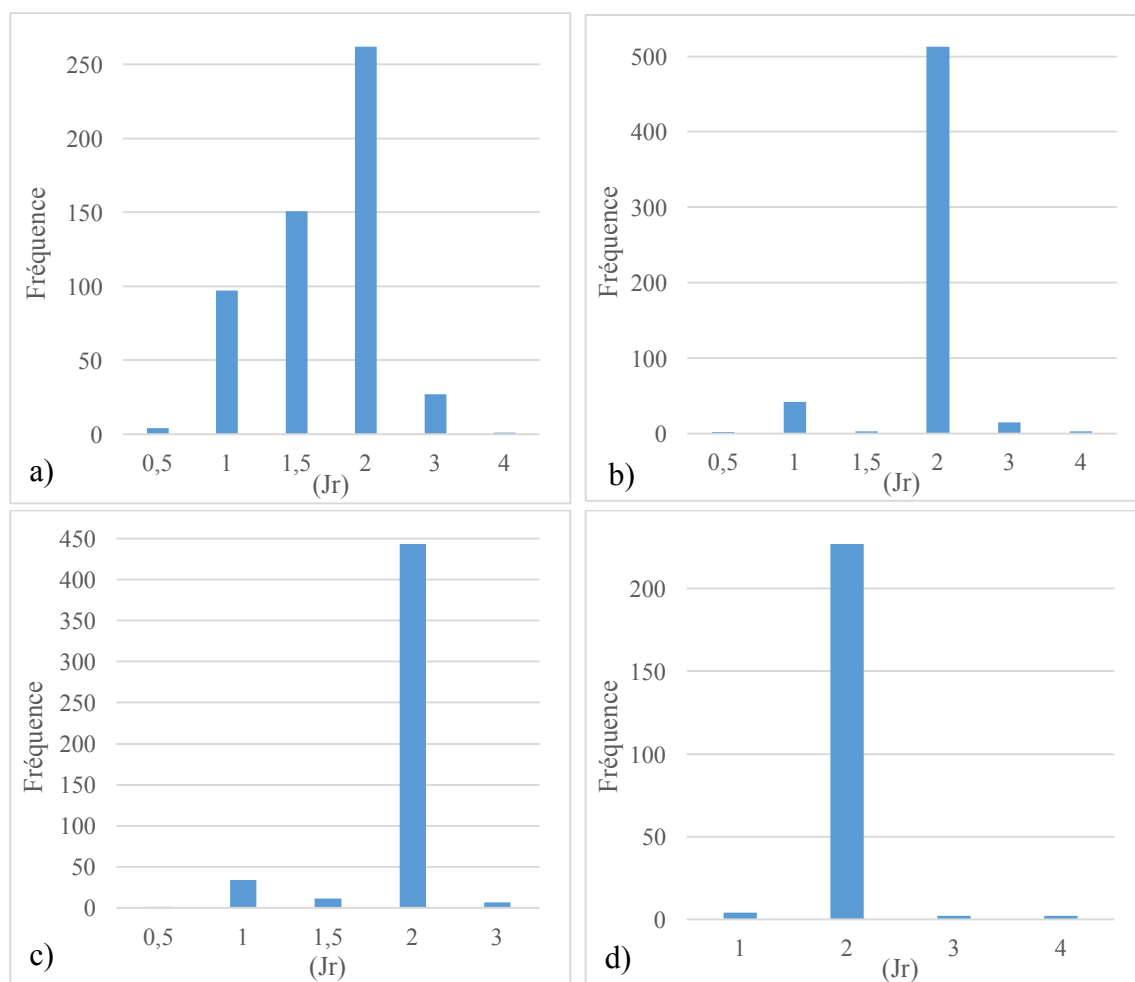


**Figure A2: Diagramme à bande représentant la longueur mesurée, en mètre, des discontinuités; a) niveau 1600, b) niveau 1850, c) niveau 2100 et d) niveau 2400**

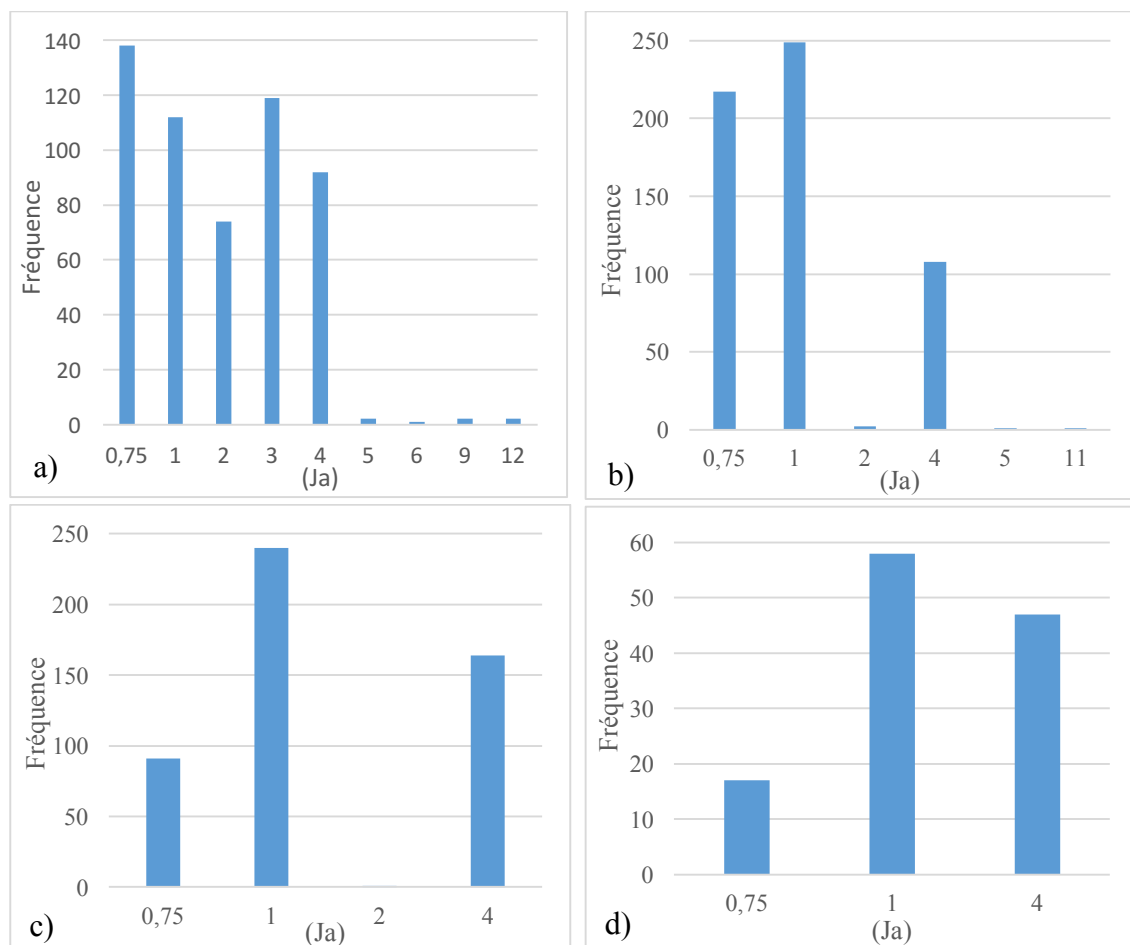


**Figure A3: Diagramme à bande représentant le nombre d'extrémités visibles observé sur les discontinuités; a) niveau 1600, b) niveau 1850, c) niveau 2100 et d) niveau 2400**





**Figure A4: Diagramme à bande représentant la rugosité des joints ( $J_r$ ) des discontinuités; a) niveau 1600, b) niveau 1850, c) niveau 2100 et d) niveau 2400**



**Figure A5: Diagramme à bande représentant l'altération des joints ( $J_a$ ) des discontinuités; a) niveau 1600, b) niveau 1850, c) niveau 2100 et d) niveau 2400**

## **ANNEXE 2 - CLASSIFICATION GÉOMÉCANIQUE**

**Tableau A1 : Résumé des résultats minimums obtenus lors du calcul du RMR pour chaque niveau**

<b>Paramètre</b>	<b>Valeurs</b>	<b>1600</b>	<b>1850</b>	<b>2100</b>	<b>2400</b>
<b>Résistance à la compression uniaxiale</b>	66 MPa	7	7	7	7
<b>RQD</b>	69%*	13	13	13	13
<b>Espacement des discontinuités</b>	0,3 mètres	9	9	9	9
<b>Caractéristiques des joints**</b>	Joints persistants, ouverts, lisses, remplissage d'argile et très altérés	2	3	7	8
<b>Présence d'eau souterraine</b>	Sec à humide	10	15	15	15
<b>Orientation des discontinuités</b>	Passable	-5	-5	-5	-5
<b>Total</b>	<b>Roche de qualité faible à moyenne</b>	<b>36</b>	<b>42</b>	<b>46</b>	<b>47</b>

\*Les valeurs du RQD ont été prises dans le rapport de Golder (Golder 2012a)

\*\*Voir tableaux A3 à A6

**Tableau A2 : Résumé des résultats maximums obtenus lors du calcul du RMR pour chaque niveau**

<b>Paramètre</b>	<b>Valeurs</b>	<b>1600</b>	<b>1850</b>	<b>2100</b>	<b>2400</b>
<b>Résistance à la compression uniaxiale</b>	168 MPa	13	13	13	13
<b>RQD</b>	92%*	19	19	19	19
<b>Espacement des discontinuités</b>	Plus grand que 6 mètres	20	20	20	20
<b>Caractéristiques des joints**</b>	Joints peu persistants, fermés, rugueux, sans remplissage et non altérés	27	27	27	27
<b>Présence d'eau souterraine</b>	sec	15	15	15	15
<b>Orientation des discontinuités</b>	Passable	-5	-5	-5	-5
<b>Total</b>	<b>Roche de très bonne qualité</b>	<b>89</b>	<b>89</b>	<b>89</b>	<b>89</b>

\*Les valeurs du RQD ont été prises dans le rapport de Golder (Golder 2012a)

\*\*Voir tableaux A3 à A6

**Tableau A3 : Caractéristiques des joints utilisées lors du calcul du RMR pour le niveau 1600**

<b>Caractéristique</b>	<b>Valeur</b>	<b>Minimum</b>	<b>Valeur</b>	<b>Moyenne</b>	<b>Valeur</b>	<b>Maximum</b>
<b>Persistance</b>	12 mètres	1	4,8 mètres	2	1,5 mètre	4
<b>Ouverture</b>	200 mm	0	0 mm	6	0 mm	6
<b>Rugosité</b>	Lisses	0	Adoucis	3	Rugueux	5
<b>Remplissage</b>	Argile molle (>5mm)	0	Aucun	6	Aucun	6
<b>Altération</b>	Très altéré	1	Légèrement altéré	5	Très altéré	6
<b>Total</b>		<b>2</b>		<b>22</b>		<b>27</b>

**Tableau A4 : Caractéristiques des joints utilisées lors du calcul du RMR pour le niveau 1850**

<b>Caractéristique</b>	<b>Valeur</b>	<b>Minimum</b>	<b>Valeur</b>	<b>Moyenne</b>	<b>Valeur</b>	<b>Maximum</b>
<b>Persistance</b>	6 mètres	2	4,8 mètres	2	1 mètre	4
<b>Ouverture</b>	15 mm	0	0 mm	6	0 mm	6
<b>Rugosité</b>	Lisses	0	Adoucis	3	Rugueux	5
<b>Remplissage</b>	Argile molle (>5mm)	0	Aucun	6	Aucun	6
<b>Altération</b>	Très altéré	1	Légèrement altéré	5	Très altéré	6
<b>Total</b>		<b>3</b>		<b>22</b>		<b>27</b>

**Tableau A5 : Caractéristiques des joints utilisées lors du calcul du RMR pour le niveau 2100**

<b>Caractéristique</b>	<b>Valeur</b>	<b>Minimum</b>	<b>Valeur</b>	<b>Moyenne</b>	<b>Valeur</b>	<b>Maximum</b>
<b>Persistance</b>	6 mètres	2	5,6 mètres	2	2 mètres	4
<b>Ouverture</b>	5 mm	0	0 mm	6	0 mm	6
<b>Rugosité</b>	Lisses	0	Adoucis	3	Rugueux	5
<b>Remplissage</b>	Argile dure (<5mm)	0	Aucun	6	Aucun	6
<b>Altération</b>	Très altéré	1	Légèrement altéré	5	Très altéré	6
<b>Total</b>		<b>7</b>		<b>22</b>		<b>27</b>

**Tableau A6 : Caractéristiques des joints utilisées lors du calcul du RMR pour le niveau 2400**

<b>Caractéristique</b>	<b>Valeur</b>	<b>Minimum</b>	<b>Valeur</b>	<b>Moyenne</b>	<b>Valeur</b>	<b>Maximum</b>
<b>Persistance</b>	6 mètres	1	5,5 mètres	2	1,6 mètre	4
<b>Ouverture</b>	3 mm	1	0 mm	6	0 mm	6
<b>Rugosité</b>	Lisses	0	Adoucis	3	Rugueux	5
<b>Remplissage</b>	Argile dure (<5mm)	4	Aucun	6	Aucun	6
<b>Altération</b>	Très altéré	1	Légèrement altéré	5	Très altéré	6
<b>Total</b>		<b>7</b>		<b>22</b>		<b>27</b>

**Tableau A7: Résumé des résultats minimums obtenus lors du calcul de l'indice  $Q$  pour chaque niveau**

Paramètre	Valeurs	1600	1850	2100	2400
<b>RQD</b>	69%*	70	70	70	70
<b>J<sub>n</sub> – nombre de familles de joints</b>	Entre 2 et 3 familles de joints avec joints aléatoires	12	12	12	6
<b>J<sub>r</sub> – rugosité des joints</b>	Joints lisses et planaire	0,5	0,5	0,5	1
<b>J<sub>a</sub> – altération des joints</b>	Joints ouverts remplis d'argile, de sable ou de roche désintégrée	12	11	4	4
<b>J<sub>w</sub> – eau souterraine</b>	Excavation sèche ou humide	1	1	1	1
<b>SRF – facteur de réduction des contraintes</b>	Roche compétente avec contraintes élevées*	1	2	2	2
<b>Total</b>	<b>Roche de mauvaise à très mauvaise qualité</b>	<b>0,24</b>	<b>0,13</b>	<b>0,36</b>	<b>1,46</b>

\*Les valeurs du RQD et du SRF ont été prises dans le rapport de Golder (Golder 2012a)

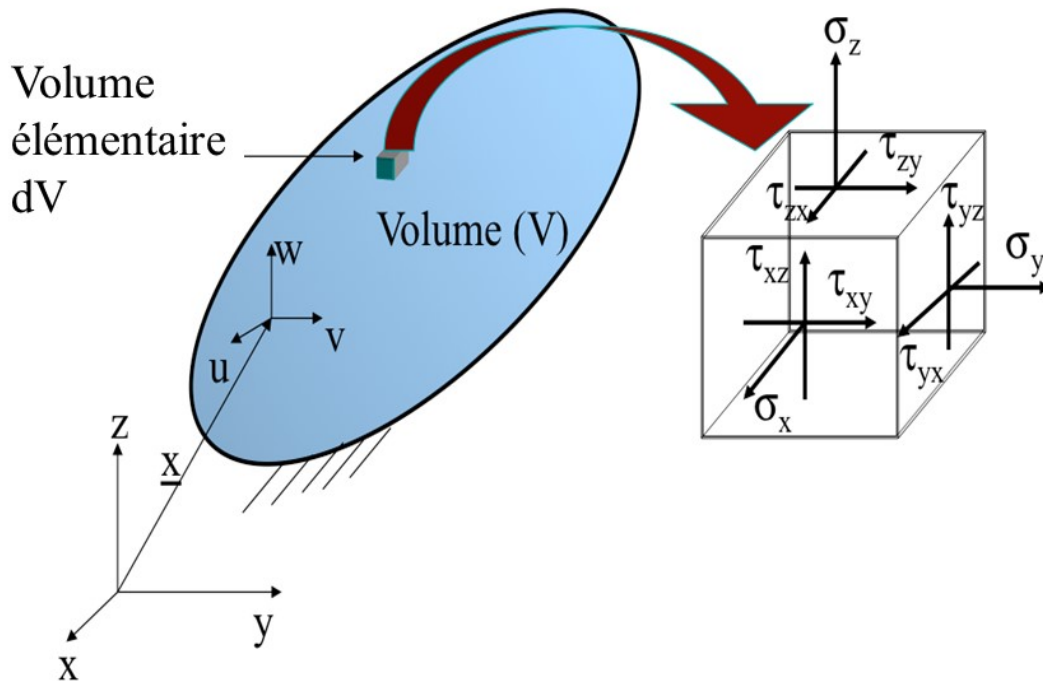
**Tableau A8: Résumé des résultats maximums obtenus lors du calcul de l'indice  $Q$  pour chaque niveau**

Paramètre	Valeurs	1600	1850	2100	2400
<b>RQD</b>	92%*	90	90	90	90
<b>J<sub>n</sub> – nombre de familles de joints</b>	Entre 2 et 3 familles de joints avec joints aléatoires	12	12	12	6
<b>J<sub>r</sub> – rugosité des joints</b>	Joints discontinus	4	4	3	4
<b>J<sub>a</sub> – altération des joints</b>	Joints fermés remplis avec un minéral dure (ex : veine de quartz)	0,75	0,75	0,75	0,75
<b>J<sub>w</sub> – eau souterraine</b>	Excavation sèche	1	1	1	1
<b>SRF – facteur de réduction des contraintes</b>	Roche compétente avec contraintes élevées*	1	2	2	2
<b>Total</b>	<b>Roche de bonne à très bonne qualité</b>	<b>40</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>40</b>

\*Les valeurs du RQD et du SRF ont été prises dans le rapport de Golder (Golder 2012a)

### **ANNEXE 3 – DÉTERMINATION DES CONTRAINTES *IN SITU***

Les contraintes sont représentées par un tenseur qui contient trois contraintes normales qui agissent perpendiculairement aux six faces d'un cube infinitésimal et six contraintes en cisaillement qui agissent sur les différentes faces du cube, tel que représenté à la figure A6. Chacune des composantes en cisaillement a une composante qui lui est complémentaire, de magnitude égale mais en sens opposé ( $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ ,  $\tau_{xz} = \tau_{zx}$  et  $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ ) [ $ML^{-1}T^{-2}$ ], ce qui fait que le tenseur est composé de six composantes indépendantes. Lorsque l'orientation du tenseur est modifiée, cela transforme les valeurs des six composantes du tenseur de contraintes. Lorsque toutes les contraintes de cisaillement sont nulles, on obtient les contraintes principales du tenseur de contrainte (figure A7). Seulement une orientation du tenseur de contrainte présente les contraintes principales.



**Figure A6: Composantes du tenseur de contrainte agissant sur un volume de roche infinitésimal (modifiée de Brady et Brown 2004)**



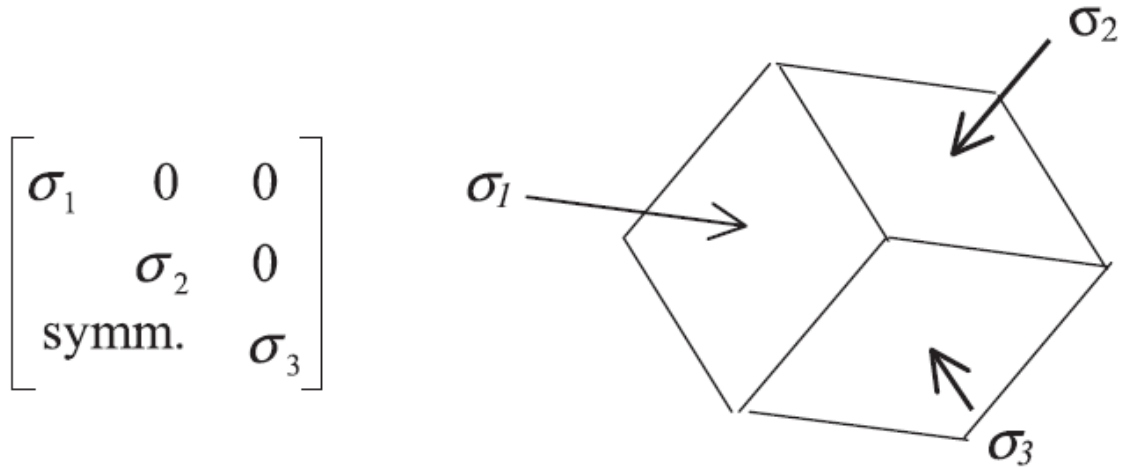


Figure A7: Tenseur des contraintes principales (tirée de Hudson *et al.* 2003)

La contrainte verticale est représentée par le poids des terres, c'est-à-dire la somme des poids volumiques ( $\gamma = \rho g$ ) [ $\text{MT}^{-2}\text{L}^{-2}$ ], où  $\rho$  [ $\text{ML}^{-3}$ ] est la masse volumique du matériel et  $g$  [ $\text{LT}^{-2}$ ] est l'accélération gravitationnelle, des couches géologiques multipliés par leur épaisseur respective. La contrainte horizontale est égale à la contrainte verticale multipliée par un coefficient de contrainte appelé le coefficient de pression des terres «  $K_0$  ». La détermination de ce coefficient est très importante dans le processus d'évaluation des contraintes *in situ*. Diverses relations ont été proposées pour l'estimation du coefficient  $K_0$ . La première relation est celle de Terzaghi (Terzaghi 1943) qui est déterminée à l'aide du coefficient de Poisson ( $\nu$ ), qui est le rapport de la variation de la déformation latérale sur la variation de la déformation axiale (Brady et Brown 2004), selon l'équation A1.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad [\text{A1}]$$

Cette équation ne s'applique que très rarement dans la pratique étant donné les mouvements des plaques tectoniques, la rupture qui a pu être provoqué dans certaines roches, la suppression du mort-terrain et les contraintes qui peuvent être confinées entre

des failles. Cette équation est plus utilisée pour des problèmes de mécanique des sols étant donné que les sols sont beaucoup plus homogènes que les massifs rocheux. Les contraintes horizontales ne sont pas nécessairement isotropes. Lorsque la roche est anisotrope, le coefficient de Poisson sera différent selon deux directions lors d'un essai en laboratoire. Ainsi, deux coefficients de pression de terres pourront être déterminés (Hoek et Brown 1980; Goodman 1989; Brady et Brown 2004). Comme on voit dans la figure A8 qui présente plusieurs valeurs de coefficient de contraintes mesurés en fonction de la profondeur selon différentes régions du monde, le coefficient de contrainte est souvent inférieur à 1 en profondeur et supérieur à 1 en se rapprochant de la surface.

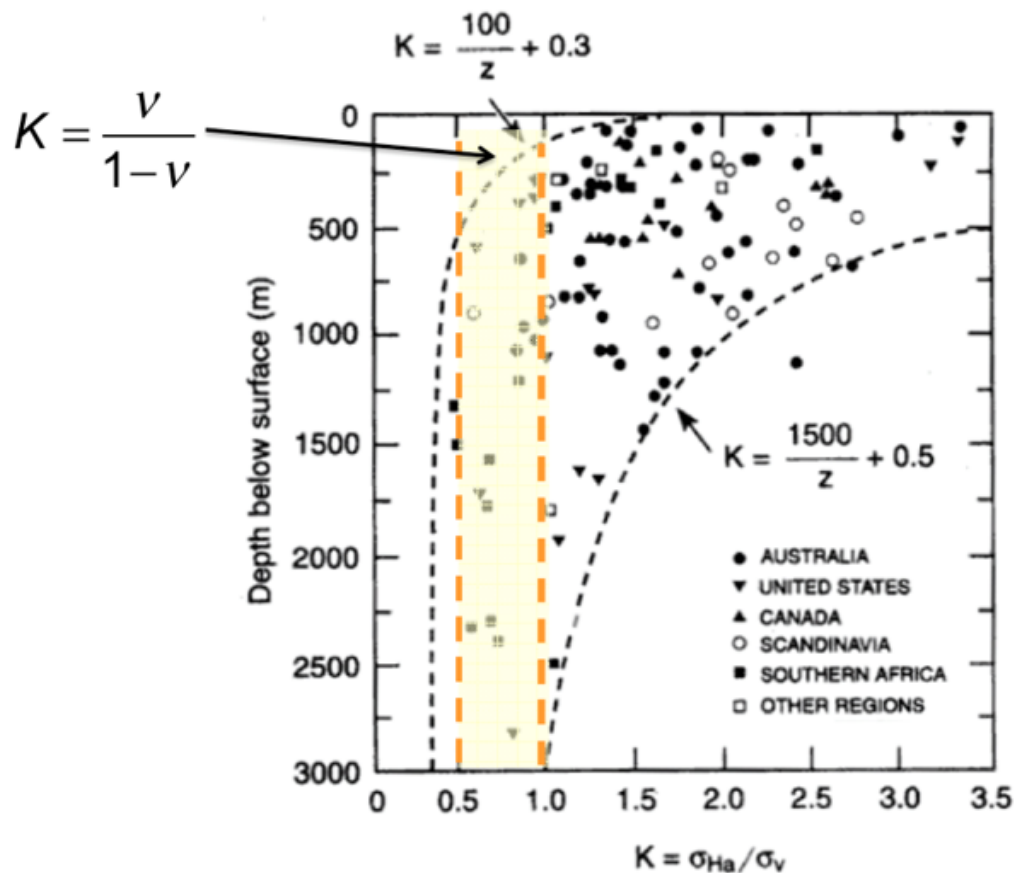


Figure A8: Coefficient de contraintes en fonction de la profondeur mesuré à différents endroits dans le monde (modifiée de Brown et Hoek 1978)

### A3.1 Contraintes *in situ* naturelles

Plusieurs méthodes sont disponibles pour évaluer les contraintes *in situ* naturelles dans une mine. Tout d'abord, il est possible d'utiliser les valeurs d'une mine qui aurait un contexte géologique semblable en supposant que les valeurs des contraintes *in situ* naturelles soient similaires (Herget 1987). De plus, des essais de mesures de contraintes *in situ* peuvent être effectués, mais ceux-ci sont dispendieux à réaliser. Les principaux essais de mesure de contraintes *in situ* sont la fracturation hydraulique, le surcarottage, le vérin plat et les rétro-analyses (Brady et Brown 2004; Ulusay et Hudson 2007; Ulusay 2014). La dernière méthode est l'utilisation d'une approche empirique.

L'approche empirique utilise certains abaques ou relations empiriques pour évaluer les contraintes *in situ*. Une base de données des contraintes *in situ* a été créée initialement par Herget (1973), pour une mine au Canada, et par Brown et Hoek (1978), pour différentes mines et installations souterraines dans plusieurs pays, afin de pouvoir estimer les contraintes selon des relations empiriques ou selon des abaques. Les abaques les plus récents pour le Canada ont été construits par Arjang (2004). Ils ont été faits à partir d'une base de données de résultats d'essais de contraintes *in situ* effectués dans plus de 200 mines et installations souterraines situées dans le Bouclier canadien. Arjang (2004) a conçu des graphiques qui servent à estimer les contraintes horizontales et les contraintes verticales en fonction de la profondeur de façon empirique. Maloney *et al.* (2006) ont réévalué les contraintes disponibles dans le Bouclier canadien et ont modifié les interprétations qui ont été faites par Herget (1987), par Arjang et Herget (1997) et par Martin *et al.* (2003). Voir l'annexe 4 pour plus d'informations sur la base de données des contraintes mesurées dans le Bouclier canadien.

Selon Martin *et al.* (2003), il serait préférable d'utiliser une méthode par rétro-analyse pour déterminer les contraintes *in situ* plutôt que d'utiliser les techniques de mesures habituelles, lesquelles requièrent un grand nombre d'essais afin d'obtenir des résultats fiables. Selon Wiles et Kaiser (1990), au moins 10 essais de surcarottage sont nécessaires afin d'obtenir une bonne moyenne.

### **A3.2 Contraintes *in situ* induites**

Plusieurs méthodes sont disponibles afin de déterminer les contraintes *in situ* induites autour d'une excavation (Brady et Brown 2004). Tout d'abord, des méthodes analytiques ont été développées selon certaines formes géométriques pour déterminer les contraintes induites au pourtour d'une ouverture. Le problème de ces méthodes est que les solutions ont été développées seulement pour des formes géométriques simples (circulaire, elliptique, *etc.*). Une autre approche est l'utilisation de méthode numérique qui calcule à l'aide de logiciel la contrainte en tout point de l'espace en utilisant des méthodes de type éléments finis, différences finis ou éléments distincts. Le désavantage à cette approche est le coût souvent élevé des logiciels. Une dernière méthode pour déterminer les contraintes induites est la rétro-analyse. En connaissant l'état des déformations après l'excavation du massif, il est possible d'estimer les contraintes dans la roche à l'aide d'instruments. Un avantage à cette méthode est qu'elle permet une bonne estimation des contraintes dans le massif rocheux.

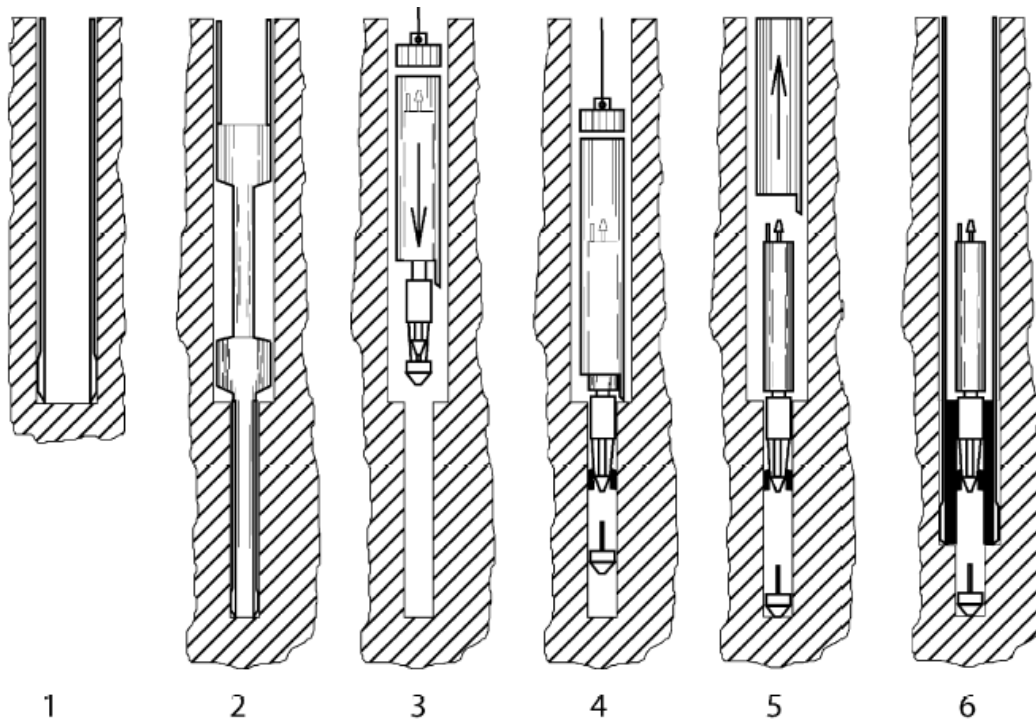
### **A3.3 Méthodes de surcarottage**

Plusieurs méthodes sont utilisées dans les mines ou dans les constructions souterraines afin de déterminer les contraintes *in situ* pour le dimensionnement des ouvrages. Uniquement les méthodes utilisées dans le passé à Niobec sont présentées.

#### *A3.3.1 Méthode de surcarottage autour d'un trou de forage*

Pour cette méthode de surcarottage, trois ou quatre jauges de déformations sont installées sur les parois du forage près du fond d'un trou et sont orientées à 0, 45, 90 et -45 degrés selon l'axe du forage. La figure A9 montre les différentes étapes de la méthode par surcarottage qui seront expliquées. Tout d'abord, un trou mère de calibre NQ (diamètre de 76 mm) est foré dans le massif rocheux jusqu'à la position désirée (1). Si la carotte de forage est homogène et qu'elle est dépourvue de discontinuité, l'essai peut continuer. Au fond du trou, un trou pilote de plus petite dimension (calibre EX avec un diamètre de 36 mm) est foré (2). Si la carotte est encore une fois homogène et exempte de fractures, le fond du trou doit être nettoyé afin d'enlever les débris qui pourraient nuire à l'essai. Par la suite, il faut préparer une sonde pour l'installer au fond du trou et appliquer de la colle sur les jauges de déformations (3). La pointe de la sonde est ensuite déposée au fond du trou pilote (4). La sonde est alors sous pression. Le foreur peut alors remonter l'outil d'installation de la sonde à la surface (5). Il faut attendre un certain temps pour que la colle puisse prendre avant d'entamer la dernière étape. Pour finir, un trou plus grand, avec les mêmes dimensions que le trou mère est foré par-dessus le trou pilote (6). Ce trou permet alors le relâchement des contraintes entre le trou pilote et le trou de plus grande dimension. Les déformations sont enregistrées par la sonde tout au long du surcarottage. La sonde est

remontée en surface dans le carottier avec l'échantillon de roche surcarotté. L'échantillon ainsi remonté à la surface permet une description du milieu dans lequel a été fait l'essai et un essai de compression biaxial doit être effectué sur cet échantillon afin de déterminer les constantes élastiques du massif à l'étude. Les contraintes autour du trou sont alors déterminées à l'aide des relations entre tenseur de déformation et tenseur de contraintes. Cette méthode de mesure des contraintes a été utilisée sur les niveaux 850 et 1000 de Niobec (Arjang 1986).



**Figure A9: Schéma de la méthode de surcarottage par relâchement des contraintes autour d'un forage (tirée de Sjöberg *et al.* 2003)**

### *A3.3.2 Méthode de surcarottage sous une cellule doorstopper modifiée*

La figure A10 montre les différentes étapes de la méthode utilisant une cellule *doorstopper* modifiée qui seront expliquées. Tout d'abord, un trou de calibre NX (diamètre de 76 mm) est foré dans le massif rocheux jusqu'à la position désirée (1). Par la suite, il faut polir le fond du trou afin que les déformations mesurées ne proviennent pas d'une

irrégularité sur la surface de la roche (2). Puis, il faut coller une cellule *doorstopper* modifiée comportant une rosette à quatre jauges au centre du fond du trou (3). La cellule mesure et enregistre automatiquement les données de déformations à l'aide d'un Module Acquisiteur Intelligent (MAI) développé à l'École Polytechnique de Montréal (Corthésy et Gill 1990). Cette cellule permet la prise de mesures sans être gênée par le câble passant habituellement par les tiges de forage. Il faut attendre un certain temps pour que la colle puisse prendre avant d'entamer la dernière étape (4). Par la suite, une prolongation du forage (5) permet la libération des contraintes sous la cellule. Les données mesurées permettent alors de calculer les contraintes initiales du massif rocheux. Cette méthode de mesure des contraintes a été utilisée sur les niveaux 1450, 2100 et 2400 de Niobec (Corthésy et Leite 2000; 2013; Corthésy *et al.* 2013).

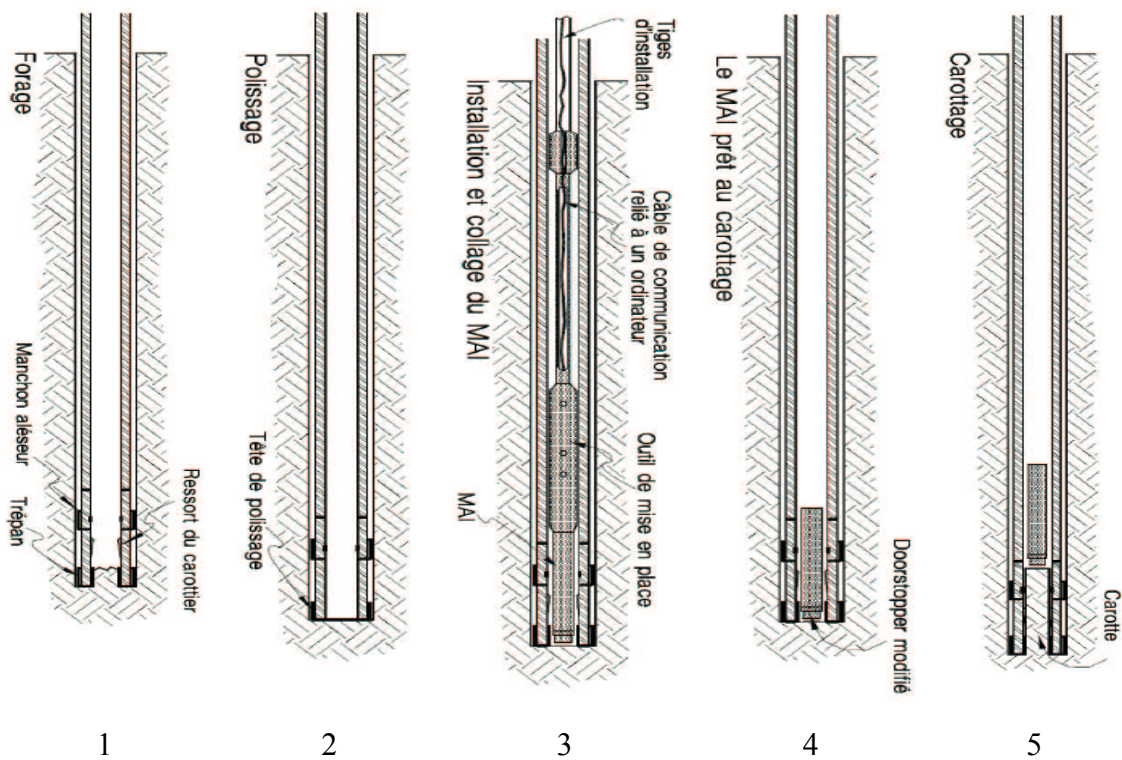


Figure A10: Schéma de la méthode de surcarottage par relâchement des contraintes sous une cellule doorstopper modifiée (tirée de Cloix 2010)

#### A3.3.3 Mises en garde sur les essais

L'analyse des résultats des mesures de contraintes *in situ* doit se faire avec précaution étant donné toutes les incertitudes présentes lors de la prise de mesures (Hakala *et al.* 2003). Lors des essais de mesures de contraintes, il est essentiel de prendre les mesures suffisamment loin des excavations afin de mesurer réellement les contraintes initiales et non les contraintes induites. Puis, si l'essai est effectué près de discontinuités, cela affectera le résultat final. Un comportement incertain du massif rocheux ainsi que son hétérogénéité affecteront aussi les résultats obtenus. De plus, le contact de la colle avec la roche ou de la colle avec la cellule peut influencer les mesures prises, de même qu'un changement de température. Pour finir, des difficultés lors du forage ou d'autres problèmes peuvent survenir.

#### A3.3.4 Détermination du tenseur de contraintes

Afin de déterminer le tenseur de contrainte, il faut effectuer au moins trois essais dans différentes directions pour la méthode de surcarottage utilisant la cellule *doorstoppper* modifiée ou un seul essai selon la méthode de surcarottage par relâchement des contraintes autour d'un trou de forage. Les mesures doivent être effectuées relativement proches les unes des autres pour que les différentes composantes soient prises dans un volume élémentaire représentatif d'un milieu continu. Il est également important de préciser dans le rapport le niveau de confiance qu'on accorde aux résultats (Hudson *et al.* 2003). Pour calculer le tenseur de contraintes, il faut prendre plusieurs mesures rapprochées et prendre la moyenne en s'assurant que le système de coordonnées soit le même pour toutes les mesures.



## **ANNEXE 4 - CONTRAINTES MESURÉES: BOUCLIER CANADIEN**

Des relations linéaires pour évaluer les contraintes en fonction de la profondeur ont été proposées par plusieurs auteurs (Herget 1973; Arjang et Herget 1997; Maloney *et al.* 2006). Dans le Bouclier canadien, Herget (1973) a d'abord observé cette variation linéaire dans une mine de fer et cette relation a ensuite été proposée pour d'autres sites du Bouclier canadien (Herget 1988).

Depuis le début des années soixante-dix le gouvernement du Canada via le laboratoire de la technologie des matériaux de CANMET tient à jour une base de données sur les estimations des contraintes *in situ* dans le Bouclier canadien. Cette base de données a été analysée par divers chercheurs, notamment pour deux aspects principaux que sont la magnitude et l'orientation des contraintes (Herget 1987; Arjang et Herget 1997; Martin *et al.* 2003; Maloney *et al.* 2006).

#### **A4.1 Magnitude des contraintes**

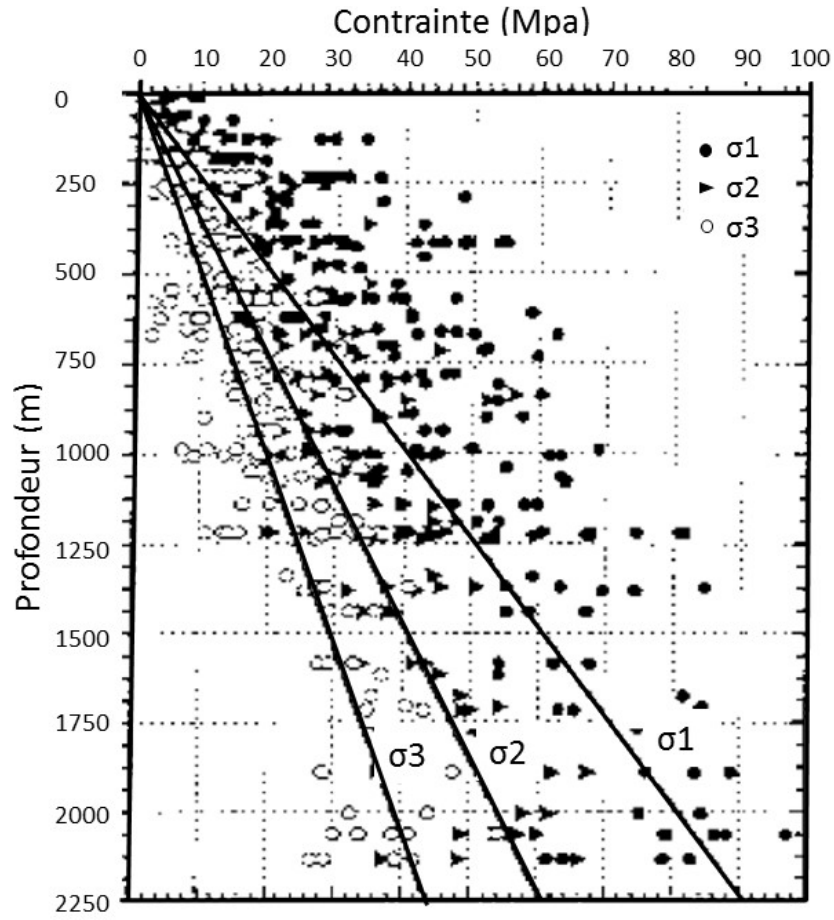
Arjang et Herget (1997) ont noté une relation linéaire entre l'augmentation des contraintes et la profondeur. Les différentes relations développées par ces auteurs sont indiquées aux équations A2 à A5 (figure A11). Après une réévaluation de la base de données, les conclusions d'Arjang (2004) restent les mêmes excepté que les relations ont été légèrement modifiées. Les équations A2 à A5 sont les relations de la version de 1997.

$$\sigma_1 = 0,0344z + 13,5 \quad [A2]$$

$$\sigma_2 = 0,0233z + 8,0 \quad [A3]$$

$$\sigma_3 = 0,0180z + 3,0 \quad [A4]$$

$$\sigma_v = 0,0260z \quad [A5]$$

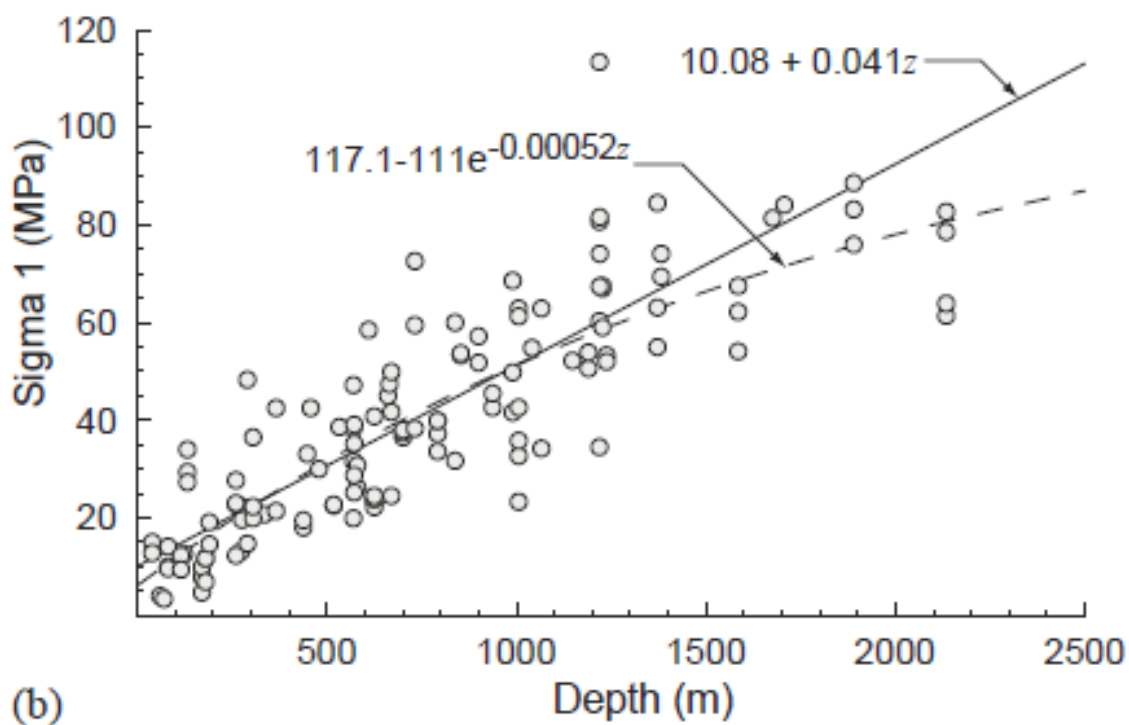


**Figure A11: Contraintes principales du Bouclier canadien (tirée de Arjang et Herget 1997)**

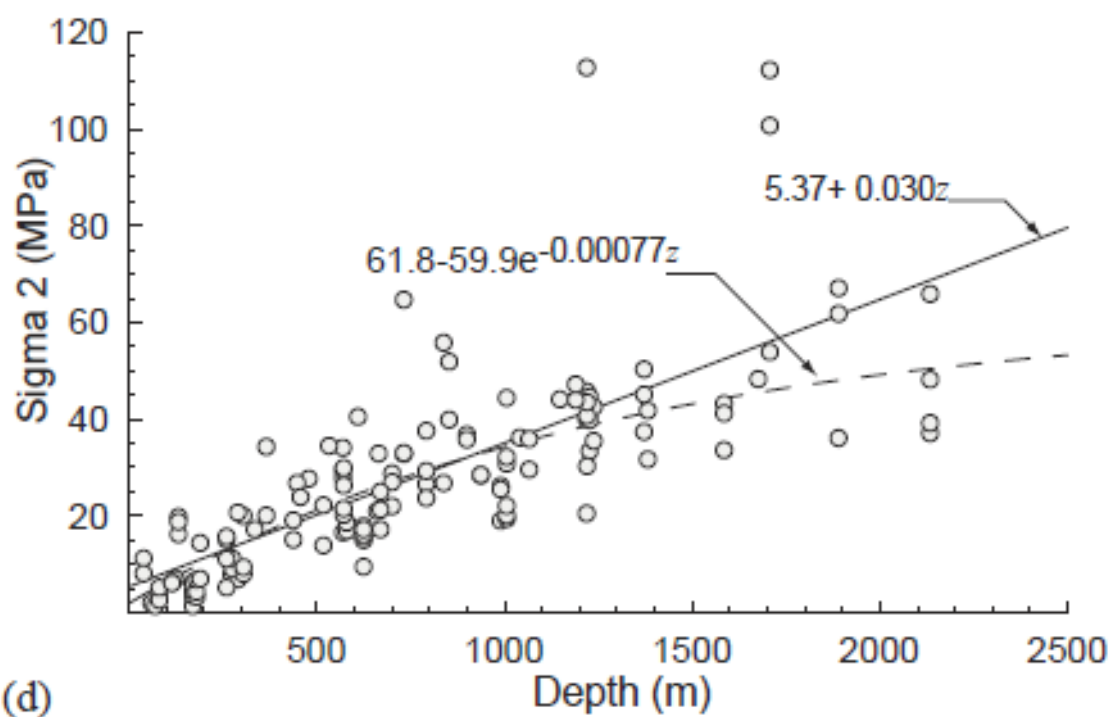
Martin *et al.* (2003) ont comparé la base de données du Bouclier canadien avec des valeurs d'une base de données scandinave, observant que la relation entre les données était non linéaire (équations A6 et A7; figures A12 et A13).

$$\sigma_1 = 117,1 - 111e^{-0,00052z} \quad [A6]$$

$$\sigma_2 = 61,8 - 59,9e^{-0,00077z} \quad [A7]$$



(b) Figure A12: Contrainte principale majeure du Bouclier canadien (tirée de Martin *et al.* 2003)



(d) Figure A13: Contrainte principale intermédiaire du Bouclier canadien (tirée de Martin *et al.* 2003)

Maloney *et al.* (2006) ont eux aussi réexaminé les données de contrainte du Bouclier canadien (figures A14 à A16) et ils ont proposé que trois domaines distincts peuvent être définis. Le domaine 1, près de la surface, se caractérise par une roche ayant subi plusieurs événements géologiques, tels que glaciation, déglaciation, tectonique, ce qui cause des variations de sa rigidité (équations A8, A10 et A12). Avec les discontinuités structurales, cela explique des variations locales des contraintes en surface, lesquelles s'appliquent sur plusieurs centaines de mètres. Le domaine 3 se trouve plus en profondeur où le massif rocheux reste relativement intact. La contrainte est donc constante sur une plus grande distance verticale (équations A9, A11 et A13). Entre ces deux domaines on note une zone de transition (domaine 2).

$$\sigma_{1(1)} = 0,071z + 5,768 \quad [A8]$$

$$\sigma_{1(3)} = 0,026z + 23,636 \quad [A9]$$

$$\sigma_{2(1)} = 0,043z + 3,287 \quad [A10]$$

$$\sigma_{2(3)} = 0,016z + 17,104 \quad [A11]$$

$$\sigma_{3(1)} = 0,034z \quad [A12]$$

$$\sigma_{3(3)} = 0,020z + 1,066 \quad [A13]$$

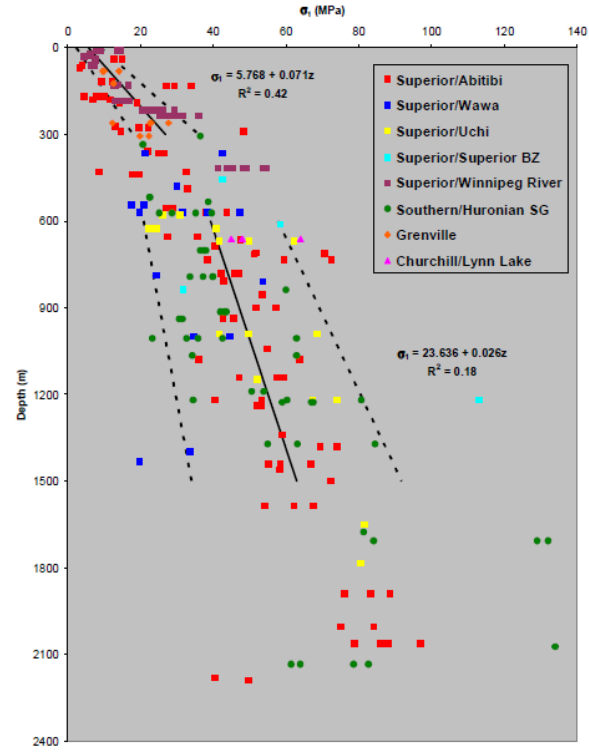


Figure A14: Contrainte principale majeure du Bouclier canadien (tirée de Maloney *et al.* 2006)

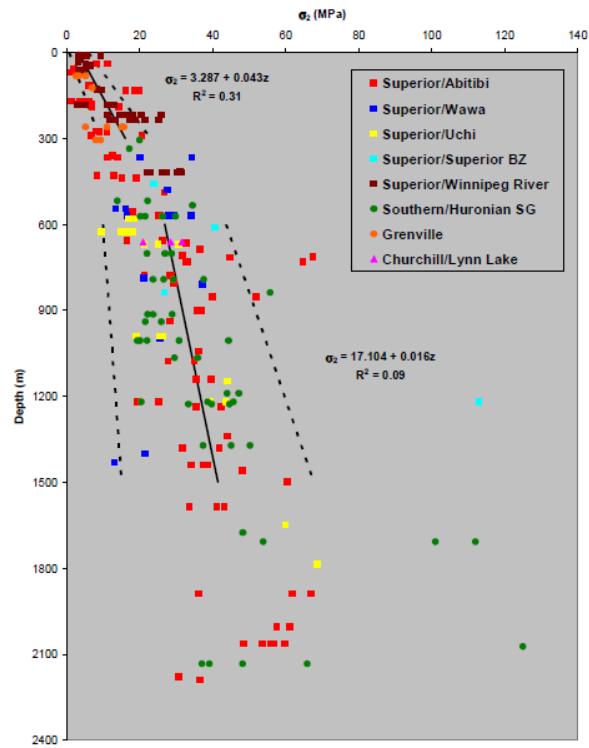


Figure A15: Contrainte principale intermédiaire du Bouclier canadien (tirée de Maloney *et al.* 2006)

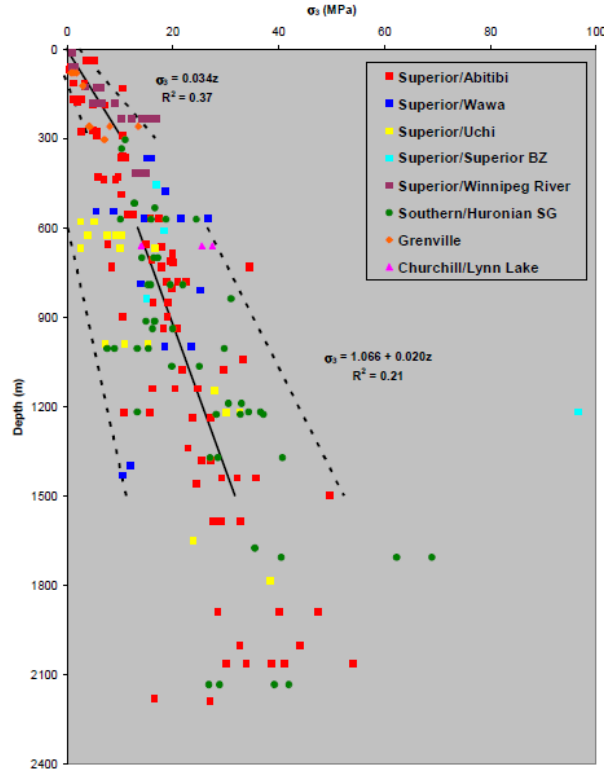
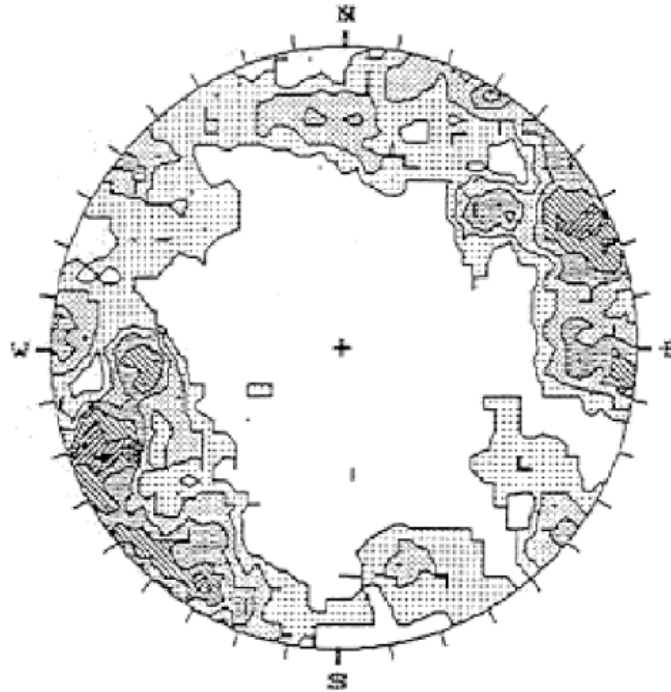


Figure A16: Contrainte principale mineure du Bouclier canadien (tirée de Maloney *et al.* 2006)

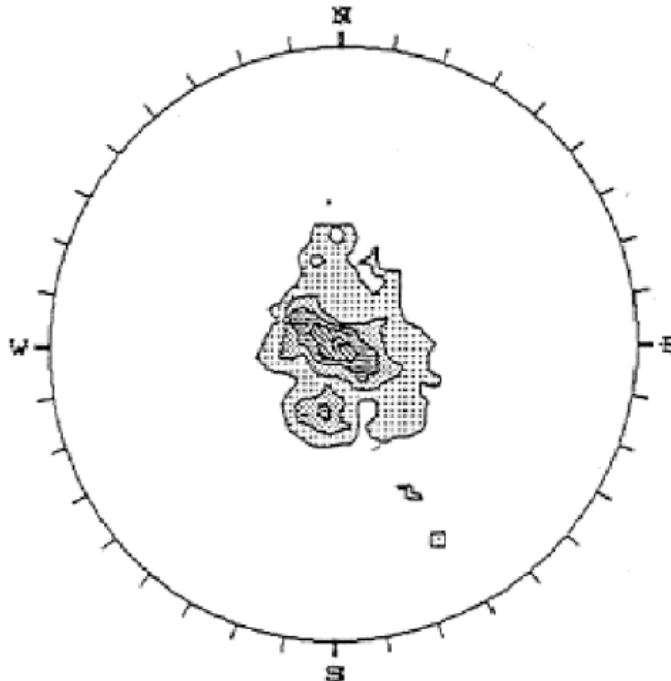
#### A4.2 Orientation des contraintes

Pour l'orientation des contraintes, Arjang et Herget (1997) ont noté que la contrainte principale majeure (figure A17) est horizontale avec une tendance moyenne de 066/02 (direction/plongée) et que la contrainte principale mineure (figure A18) est verticale avec une tendance moyenne de 116/86. L'orientation de la contrainte principale intermédiaire (figure A19) est plus variée même si la moyenne de 310/20 est tout de même sub-horizontale. Maloney *et al.* (2006) ont distingué l'orientation des contraintes selon les domaines. Pour le domaine 1, la contrainte principale majeure (figure A20) est horizontale avec une tendance moyenne de 039/02 et la contrainte principale mineure (figure A21) est verticale avec une moyenne de 245/89. Pour le domaine 3, la contrainte principale majeure

(figure A22) est encore une fois horizontale avec une tendance moyenne de 246/02 et la contrainte principale mineure (figure A23) est verticale avec une moyenne de 134/83.



**Figure A17: Orientation de la contrainte principale majeure du Bouclier canadien (tirée de Arjang et Herget 1997)**



**Figure A18: Orientation de la contrainte principale mineure du Bouclier canadien (tirée de Arjang et Herget 1997)**



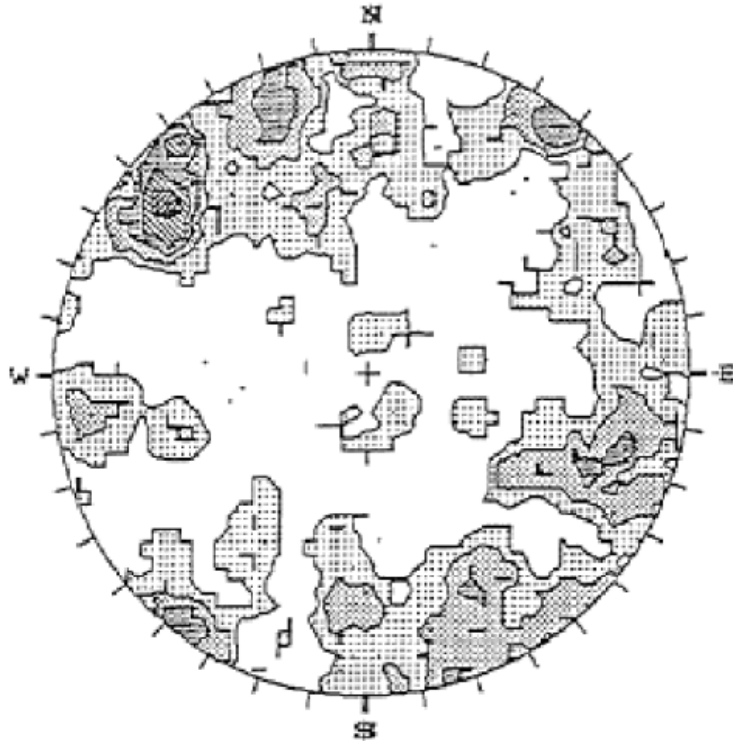


Figure A19: Orientation de la contrainte principale intermédiaire du Bouclier canadien (tirée de Arjang et Herget 1997)

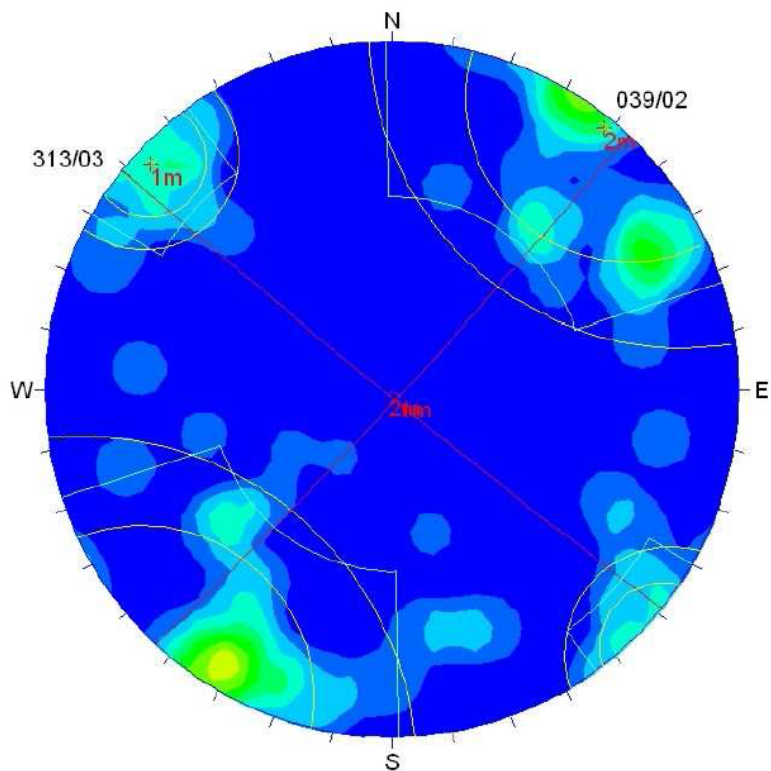


Figure A20: Orientation de la contrainte principale majeure (domaine 1) du Bouclier canadien (tirée de Maloney *et al.* 2006)

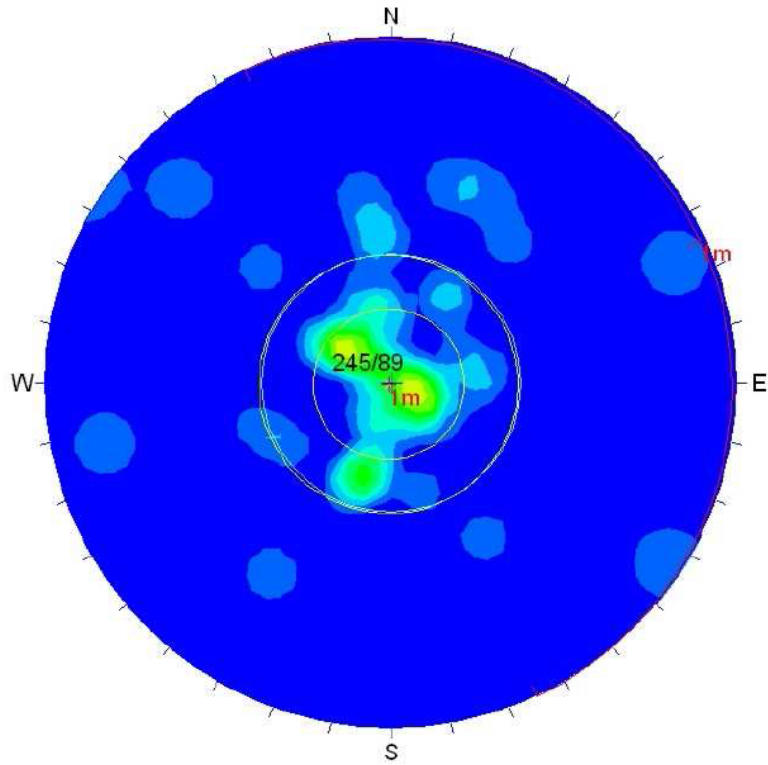


Figure A21: Orientation de la contrainte principale mineure (domaine 1) du Bouclier canadien (tirée de Maloney *et al.* 2006)

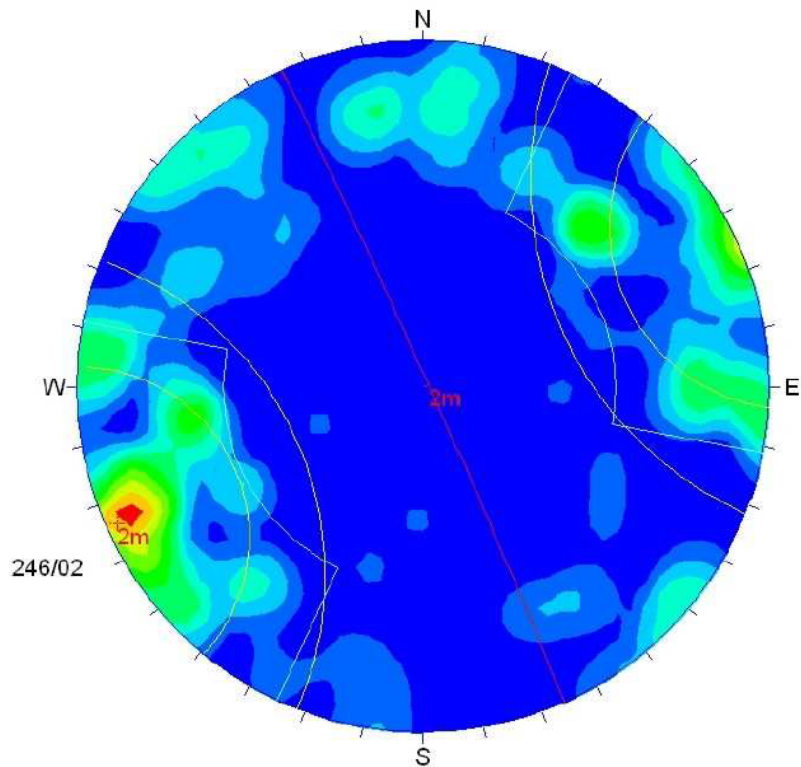
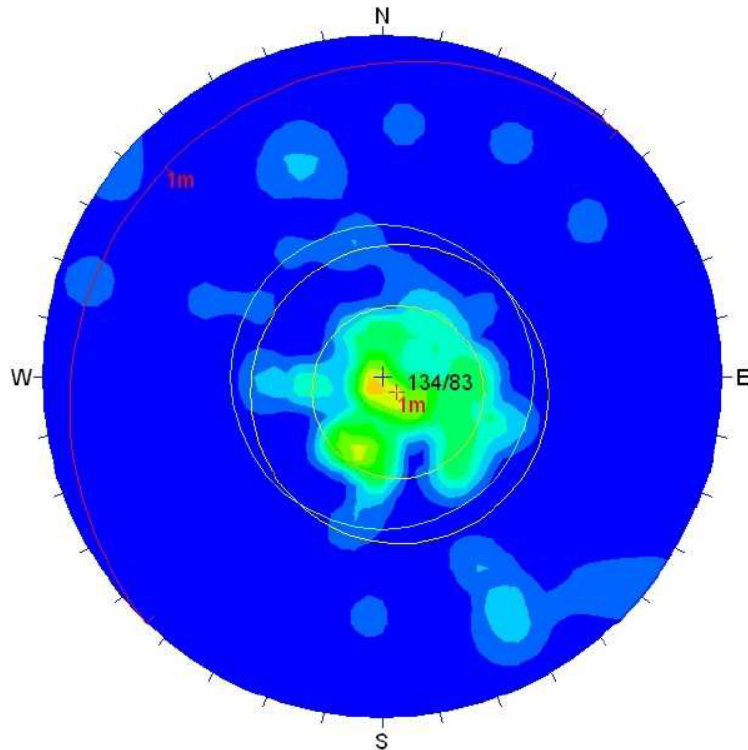


Figure A22: Orientation de la contrainte principale majeure (domaine 3) du Bouclier canadien (tirée de Maloney *et al.* 2006)



**Figure A23: Orientation de la contrainte principale mineure (domaine 3) du Bouclier canadien (tirée de Maloney *et al.* 2006)**

Plusieurs auteurs considèrent qu'au Canada, la contrainte principale majeure ( $\sigma_1$ ) est équivalente à la contrainte horizontale maximale ( $\sigma_H$ ), que la contrainte principale intermédiaire ( $\sigma_2$ ) correspond à la contrainte horizontale minimale ( $\sigma_h$ ) et que la contrainte principale mineure ( $\sigma_3$ ) correspond à la contrainte verticale ( $\sigma_v$ ; Arjang et Herget 1997; Martin *et al.* 2003; Maloney *et al.* 2006). Cette équivalence est vraie puisque l'orientation des contraintes principales majeure et intermédiaire est subhorizontale et que la contrainte principale mineure tend à être verticale.

## **ANNEXE 5 - COMPARAISON ENTRE LES CONTRAINTES**

### A5.1 Contrainte horizontale maximale ( $\sigma_H$ )

Les valeurs des contraintes horizontales et verticale seront analysées et comparées avec celle du Bouclier canadien, tout en gardant à l'esprit que pour Niobec, la contrainte principale majeure est très proche de la contrainte horizontale maximale, que la contrainte principale intermédiaire est presque équivalente à la contrainte verticale et que la contrainte principale mineure est très proche de la contrainte horizontale minimale.

La magnitude et l'orientation des contraintes horizontales maximale et minimale (tableau A9) ont été calculées à partir d'équations dans la littérature (Brady et Brown 2004) selon les différents tenseurs de contraintes présents dans les rapports des consultants (Arjang 1986; Corthésy et Leite 2000; 2013; Corthésy *et al.* 2013). Une différence est observée entre la contrainte horizontale maximale du niveau 2400 et la valeur de la contrainte principale majeure (tableau 19) car cette contrainte est orientée verticalement. De plus, une différence de 180 degrés est observée entre la contrainte horizontale maximale du niveau 2100 et la valeur de la contrainte principale majeure (tableau 19), cela est dû à son faible pendage.

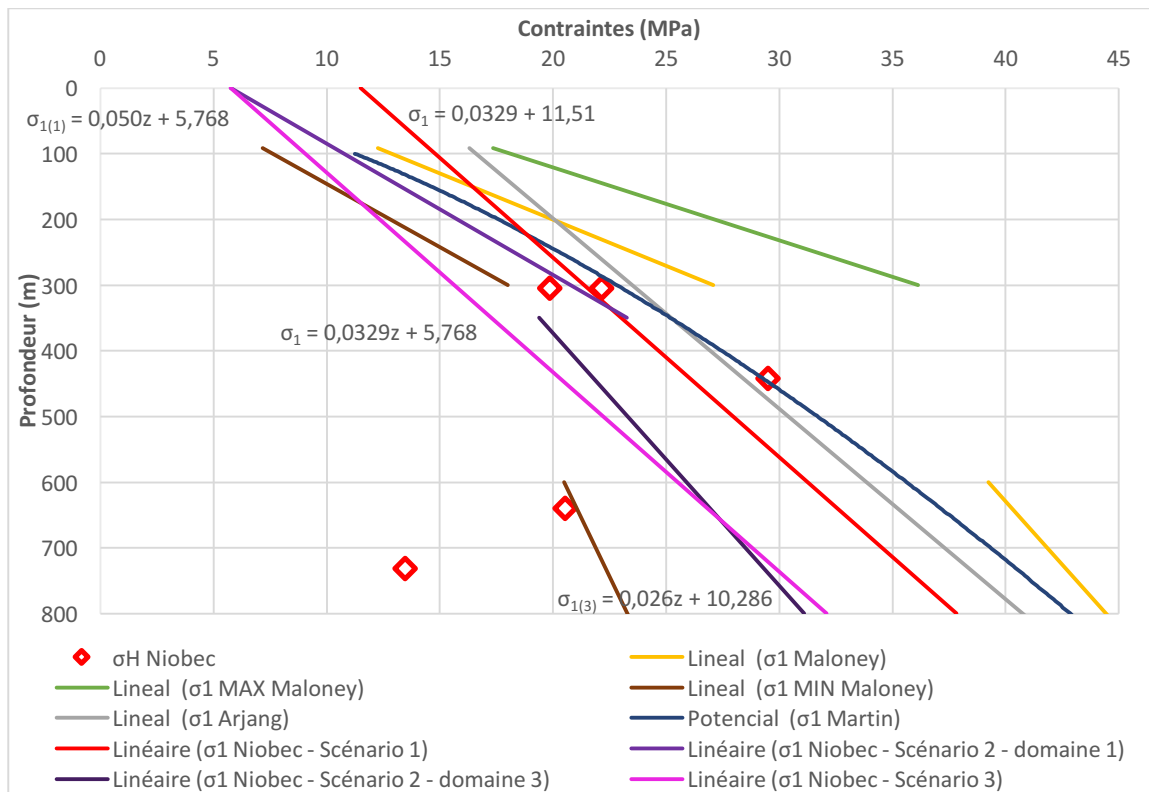
**Tableau A9: Valeurs de la contrainte horizontale maximale du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur**

Niveau	1000	1000	1450	2100	2400
Magnitude	19,86MPa	22,17MPa	29,5MPa	20,56MPa	13,49MPa
Orientation	070/00	059/00	044/00	101/00	070/00

#### A5.1.1 Magnitude

On remarque dans la figure A24 qui montre les valeurs de la contrainte horizontale maximale ( $\sigma_H$ ) et les courbes proposées par différents auteurs et celles proposées au

chapitre 3 pour la contrainte principale majeure, que les valeurs des deux niveaux supérieurs (1000 et 1450) suivent plutôt bien les courbes proposées par Arjang et Herget (1997) et par Martin *et al.* (2003). Par contre, les données de la contrainte horizontale maximale des niveaux inférieurs donnent des valeurs qui sont largement inférieures à celles proposées par tous les auteurs. Cela laisse croire que ces valeurs sont peut-être inexactes. On remarque que les valeurs de la contrainte horizontale maximale des niveaux 1000 et 1450 sont dans les limites des données obtenues par Maloney *et al.* (2006). Les valeurs des contraintes horizontales maximales correspondent bien pour les niveaux supérieurs à la courbe de régression linéaire proposée pour les valeurs de la contrainte principale majeure selon la méthode de Taylor (Taylor 1997) ainsi que pour l'équation du premier domaine de la droite proposée selon la méthode de Maloney *et al.* (2006).



**Figure A24: Valeurs de la contrainte horizontale maximale du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur**

### A5.1.2 Orientation

La contrainte horizontale maximale est orientée selon l'attitude moyenne de tous les niveaux, soit 069/00 (figure A25). L'orientation de cette contrainte vient confirmer l'orientation ENE-OSO de 069/03 de la contrainte principale majeure. Ces données correspondent encore une fois avec celles du Bouclier canadien (Arjang et Herget 1997; Maloney *et al.* 2006) présentées à l'annexe 4.

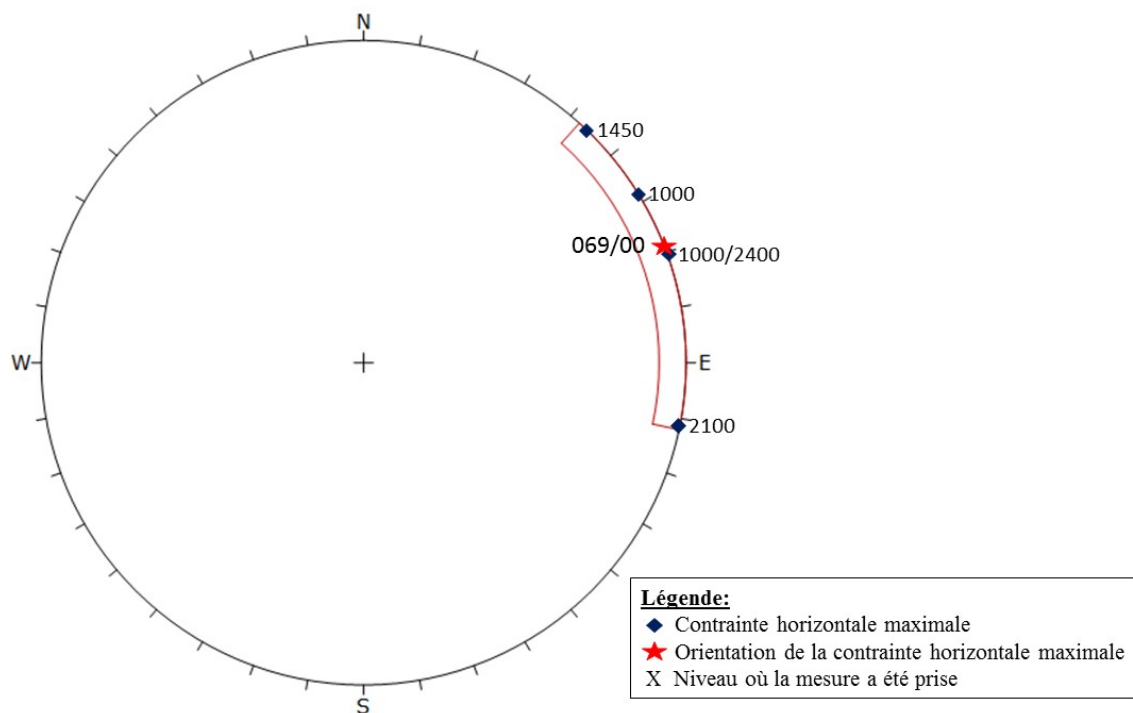


Figure A25: Orientation de la contrainte horizontale maximale du massif rocheux de Niobec

### A5.2 Contrainte horizontale minimale ( $\sigma_h$ )

Les différentes valeurs relatives à la contrainte horizontale minimale sont présentées dans le tableau A10. Il est important de rappeler qu'à Niobec, les contraintes principales n'ont pas la même orientation qu'ailleurs dans le Bouclier canadien, donc les valeurs de la contrainte horizontale seront comparées avec celles de la contrainte principale mineure. On remarque avec les valeurs du tableau A10 que la magnitude et l'orientation

de la contrainte horizontale mineure sont semblables aux valeurs de la contrainte principale mineure (tableau 21) pour une des valeurs du niveau 1000 et pour les niveaux 2100 et 2400 alors que les deux autres valeurs sont semblables à la contrainte principale intermédiaire (tableau 20). Plus de valeurs des contraintes in situ seraient nécessaires pour confirmer avec certitude l'orientation des contraintes principales mineure et intermédiaire.

**Tableau A10: Valeurs de la contrainte horizontale minimale du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur**

<b>Niveau</b>	<b>1000</b>	<b>1000</b>	<b>1450</b>	<b>2100</b>	<b>2400</b>
<b>Magnitude</b>	7,75MPa	7,17MPa	13,3MPa	8,98MPa	11,47MPa
<b>Orientation</b>	340/00	329/00	134/00	011/00	340/00

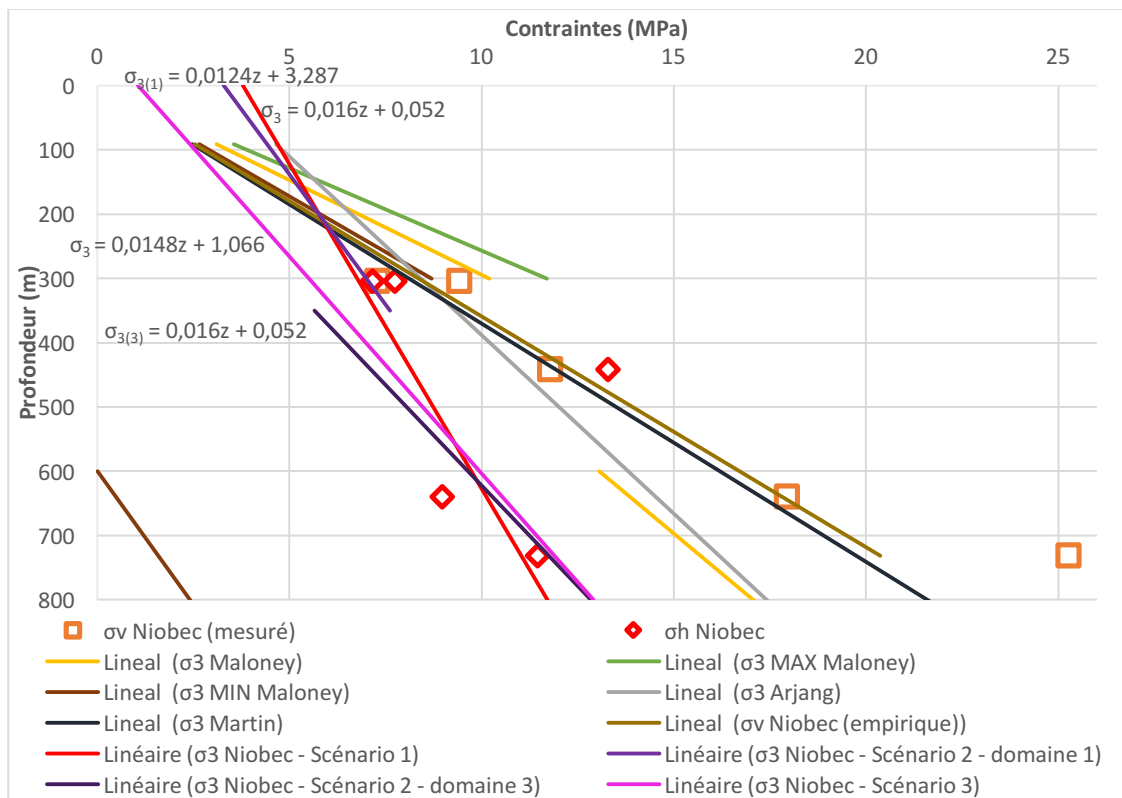
#### *A5.2.1 Magnitude*

En comparant les données de la contrainte horizontale minimale (figure A26) avec les données d'Arjang et Herget (1997), on s'aperçoit qu'elles sont semblables aux valeurs de la littérature pour les deux niveaux supérieurs et elles sont légèrement plus faibles que les valeurs de la contrainte principale mineure pour les niveaux inférieurs. Les valeurs des niveaux 1000 et 1450 suivent parfaitement la courbe proposée par Martin *et al.* (2003), alors que les valeurs des niveaux 2100 et 2400 sont plus faibles que celles proposées par les auteurs. La valeur du niveau 1000 est légèrement sous la limite inférieure du 95% de niveau de confiance de la droite proposée par Maloney *et al.* (2006), alors que les valeurs des niveaux 2100 et 2400 sont inférieures à la droite empirique. Ces deux valeurs suivent bien la tendance de la droite empirique de Maloney *et al.* (2006). Les valeurs de la contrainte horizontale minimale correspondent bien aux nouvelles relations proposées, présentées au chapitre 3, pour les valeurs de la contrainte principale mineure excepté pour la valeur du



niveau 1450 qui est supérieure aux différentes droites proposées. Les résultats sont plus près des scénarios 1 et 2 pour cette contrainte.

Les valeurs de la contrainte verticale mesurée correspondent bien avec les valeurs de la droite théorique de Martin *et al.* (2003), sauf pour la valeur du niveau 2400 qui est supérieur. Cette droite théorique est faite selon la valeur moyenne de la densité des roches du Bouclier canadien, c'est pourquoi les valeurs correspondent bien avec celles de la contrainte verticale de Niobec.



**Figure A26: Valeurs de la contrainte horizontale minimale du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur**

### A5.2.2 Orientation

La contrainte horizontale minimale est orientée selon l'attitude moyenne de tous les niveaux, soit 339/00 (figure A27). L'orientation de cette contrainte vient encore confirmer l'orientation NNO-SSE de la contrainte principale mineure qui est de 337/24.

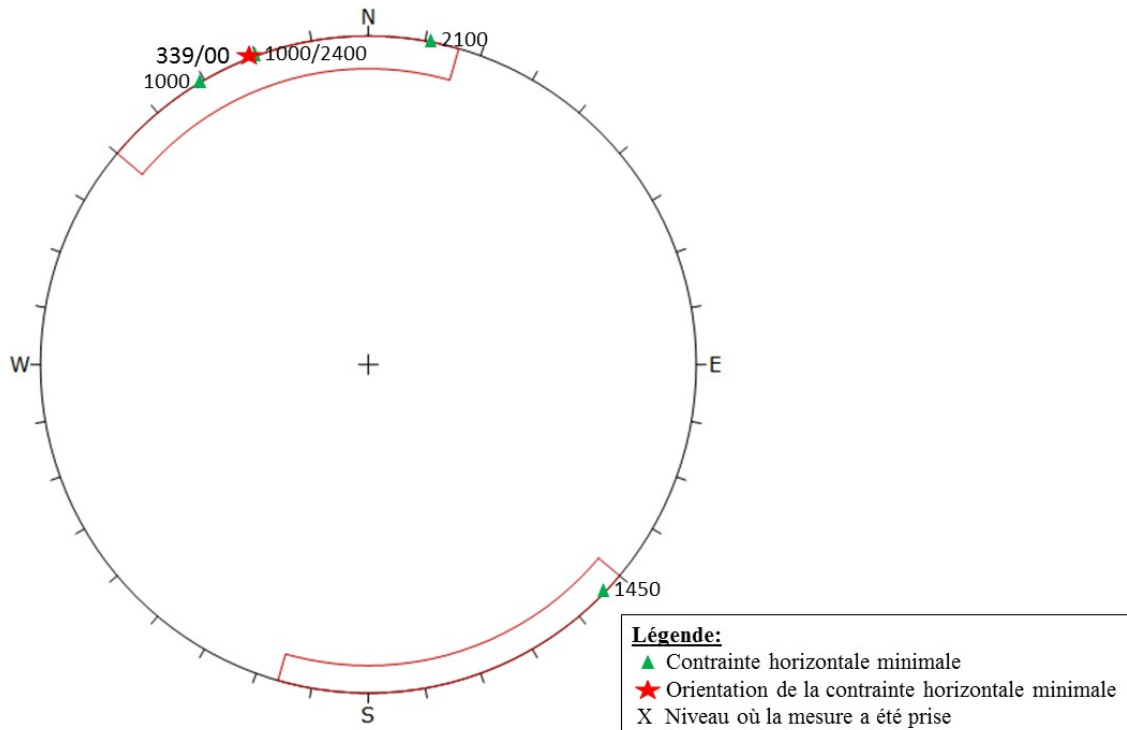


Figure A27: Orientation de la contrainte horizontale minimale du massif rocheux de Niobec

### A5.3 Contrainte verticale ( $\sigma_v$ )

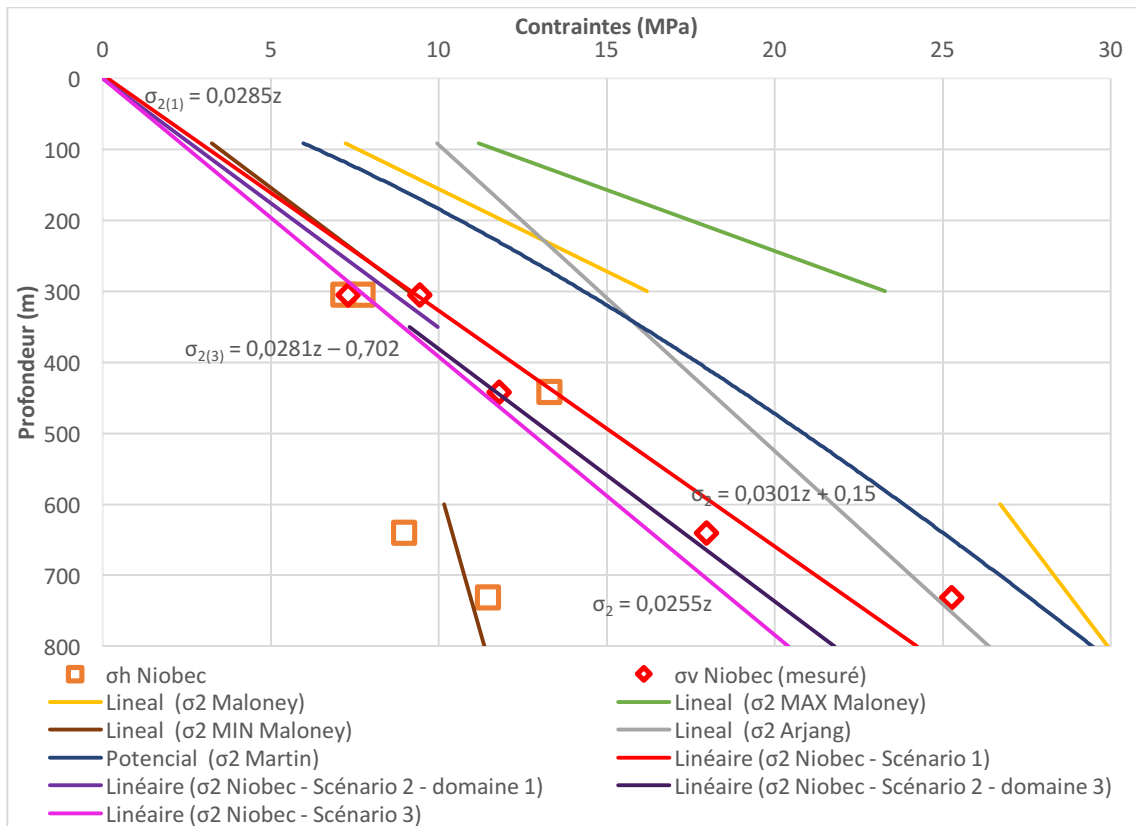
Les données de la contrainte verticale en fonction de la profondeur sont présentées dans le tableau A11. Encore ici, on remarque avec les valeurs du tableau A11 que la magnitude et l'orientation de la contrainte verticale sont semblables à la contrainte principale intermédiaire (tableau 20) pour une des valeurs du niveau 1000 et pour le niveau 2100 alors que l'autre valeurs du niveau 1000 et les valeurs du niveau 1450 sont semblables aux valeurs de la contrainte principale mineure (tableau 21). La valeur de la contrainte

verticale du niveau 2400 correspond aux valeurs de la contrainte principale majeure. Cette valeur laisse croire que les données pour ce niveau sont possiblement erronées.

**Tableau A11: Valeurs de la contrainte verticale du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur**

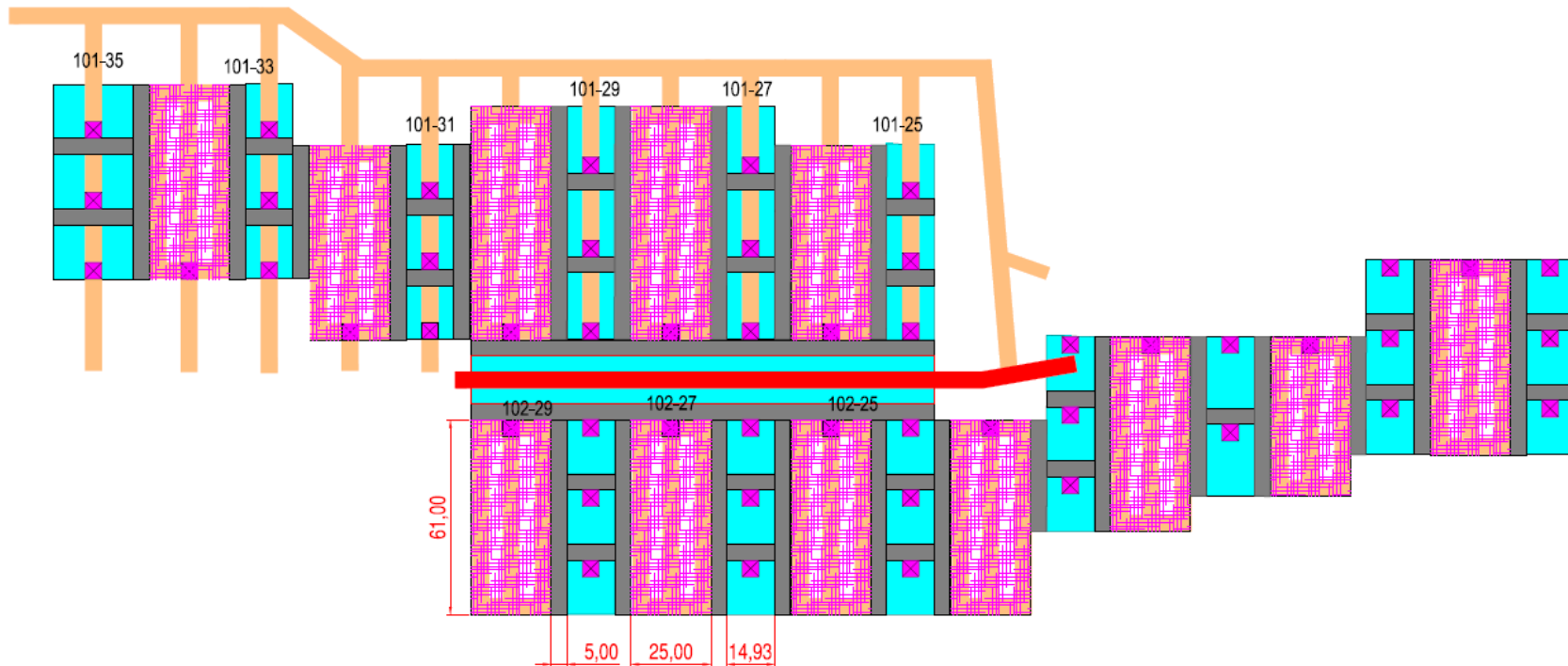
Niveau	1000	1000	1450	2100	2400
Magnitude	7,3MPa	9,43MPa	11,8MPa	17,96MPa	25,27MPa
Orientation	Verticale (90°)				

En comparant les valeurs de la contrainte verticale (figure A28) avec celles d'Arjang et Herget (1997), on remarque que la contrainte verticale suit plutôt bien la tendance de la droite empirique de la contrainte principale intermédiaire mais à des plus faibles magnitudes. En comparant les valeurs de Niobec aux données de Martin *et al.* (2003), on constate que les valeurs de la contrainte verticale de Niobec suivent la courbe empirique pour tous les niveaux de la mine, mais à des magnitudes plus faibles. Les valeurs de la contrainte verticale de Niobec se situent presque toutes à l'intérieur de l'intervalle de confiance du graphique proposé par Maloney *et al.* (2006), à l'exception d'une valeur du niveau 1000 (305m) qui est légèrement en-dessous de l'intervalle de confiance proposé. Les valeurs de la contrainte verticale concordent très bien avec les trois droites proposées précédemment pour les valeurs de la contrainte principale intermédiaire.



**Figure A28: Valeurs de la contrainte verticale du massif rocheux de Niobec en fonction de la profondeur**

## **ANNEXE 6 - DIMENSIONS DES CHANTIERS DE NIOBEC**



**Figure A29: Vue en plan des chantiers de la mine; les chantiers primaires sont représentés en mauves, les chantiers secondaires sont en bleu alors que les piliers sont en gris (G. Alauzet-Brouard, Niobec, communication personnelle, avril 2015)<sup>2</sup>**

<sup>2</sup> La vue en plan ne représente pas un niveau précis étant donné que les plans ont changé depuis le début du projet. Cela permet tout de même de visualiser plus facilement l'organisation des chantiers primaires et secondaires.

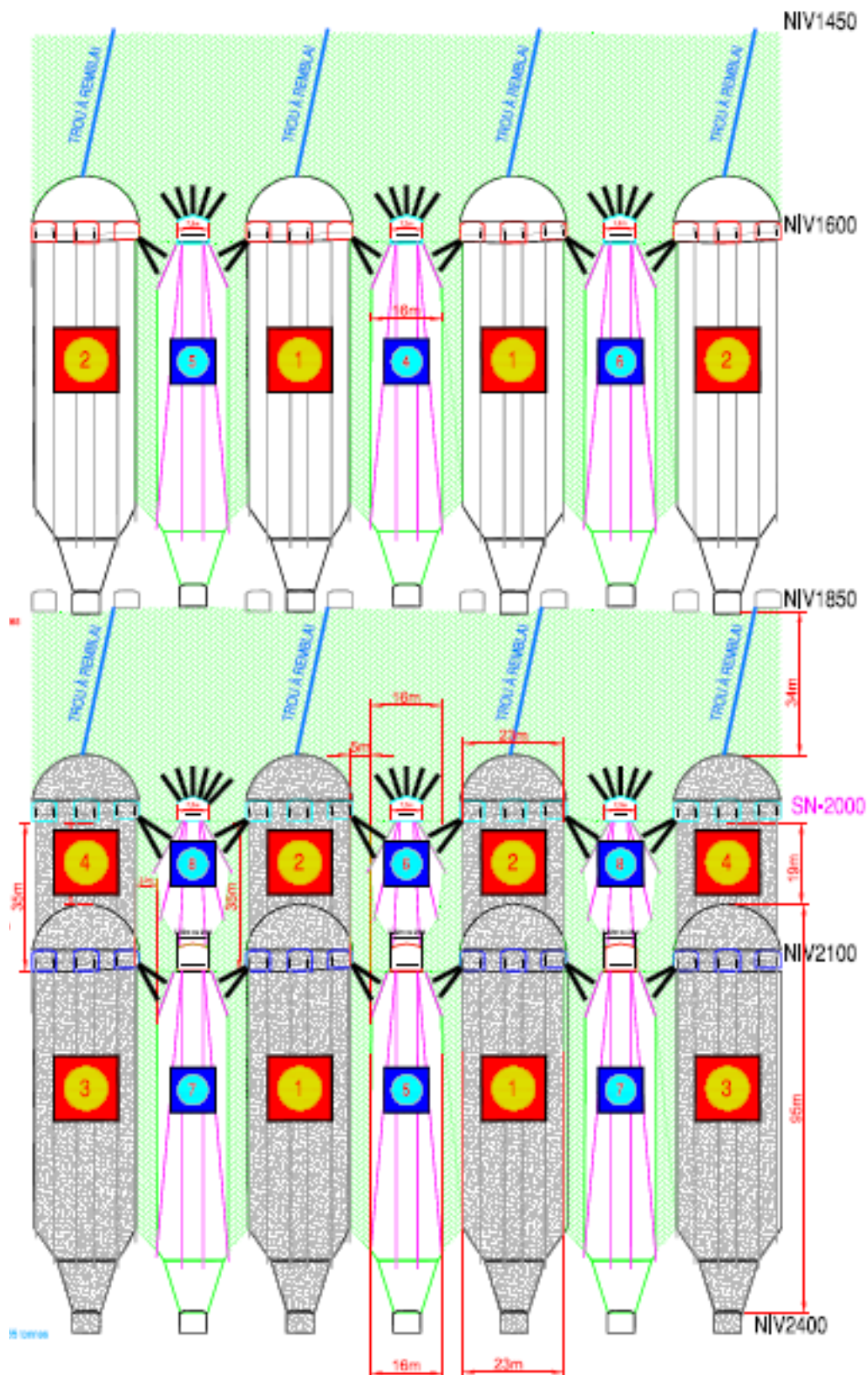


Figure A30: Vue en section des chantiers de la mine (G. Alauzet-Brouard, Niobec, communication personnelle, avril 2015)





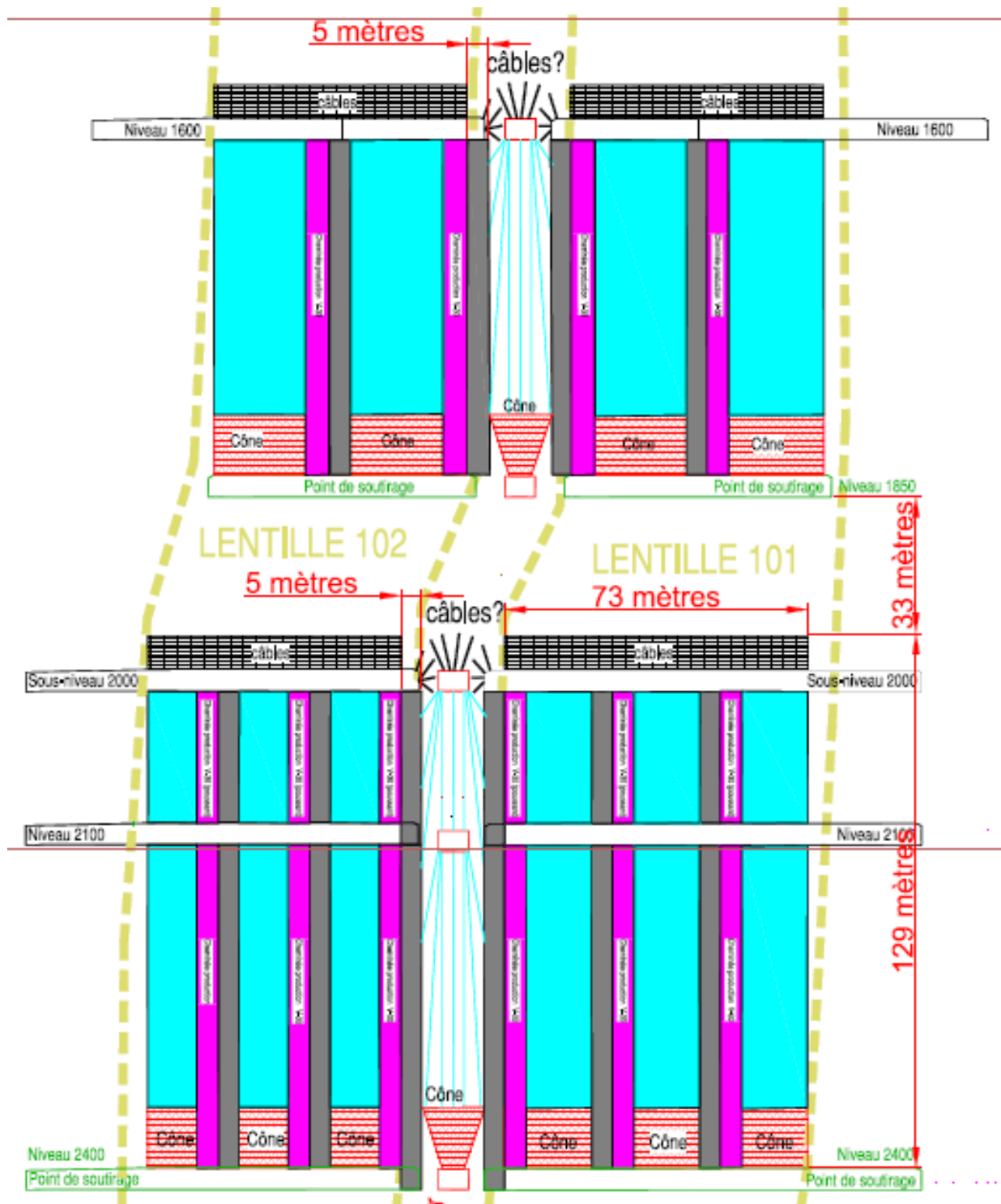


Figure A32: Vue longitudinale des chantiers secondaires de la mine; les chantiers secondaires sont en bleu alors que les piliers sont en gris (G. Alauzet-Brouard, Niobec, communication personnelle, avril 2015)